

Opinnäytetyö (YAMK)

Insinööri (YAMK), rakentaminen

2020

Sanna Anttila

BETONIMURSKEEN GEOTEKNINEN SOVELTUVUUS MERITÄYTTÖMATERIAALIKSI

Sanna Anttila

BETONIMURSKEEN GEOTEKNINEN SOVELTUVUUS MERITÄYTTÖMATERIAALIKSI

Betonijätettä hyödynnetään betonimurskeeksi murskattuna muun muassa katujen ja teiden rakennekerroksissa. Helsingin alueella syntyy vuosittain merkittävä määrä betonijätettä, josta kaikkea ei tällä hetkellä hyödynnetä pääkaupunkiseudun infrarakentamishankkeissa, vaan osa kuljetetaan pääkaupunkiseudun ulkopuolella sijaitseviin hyötykäyttökohteisiin. Helsingissä on tehty ja tehdään lähivuosina laajoilla alueilla meritäyttöjä, joissa käytetään tyypillisesti täyttömateriaalina kallioulouhetta. Louhe on peräisin Helsingissä sijaitsevista tunnelinlouhintakohteista (jos kohteita on käynnissä) tai kaupungin ulkopuolella sijaitsevista louhintakohteista. Betonimurskeen hyödyntäminen meritäyttömateriaalina vähentäisi betonijätteen kuljetusta pois pääkaupunkiseudulta ja vähentäisi vastaavasti muuhun käyttöön soveltuvan louheen kuljetusta meritäyttöihin. Tämä edistäisi jätteiden hyötykäyttöä, alentaisi täyttöjen rakentamiskustannuksia, vähentäisi raskasta liikennettä ja hiilidioksidipäästöjä.

Betonimursketta on aiemmin käytetty Helsingissä kertaluontoisesti meritäyttömateriaalina puistoalueilla, mutta sen käyttöä syvätiivistettynä katujen tai muun infran alapuolisena meritäyttönä ei ole aiemmin Suomessa kokeiltu. Helsingin kaupunki selvitti betonimurskeen soveltuvuutta meritäyttömateriaaliksi täysmittakaavaisella pudotustiivistyskokeella vuosina 2018-2019. Tavoitteena oli selvittää, miten betonimurske on pudotustiivistettävissä meritäytössä, miten tiivistetyt kerrokset kokoonpuristuvat tiivistyksen jälkeen esikuormituspenkereen alla ja millaiset materiaalin ympäristövaikutukset meritäyttönä ovat. Koerakenne toteutettiin Helsingin kaupungin ympäristökeskuksen ympäristöluvalla. Tässä työssä ei käsitellä täytön ympäristövaikutuksia.

Koerakenne toteutettiin Helsingin Jätkäsaaren eteläosassa sijaitsevaan Tritonipuistoon, joka on 2010-luvulla rakennettua meritäyttöaluetta. Koerakenne toteutettiin kaivamalla olemassa olevaan louhetäyttöön 5 m syvä kaivanto, johon sijoitettiin kolmea raekooltaan erilaista betonimursketta ja pienlouhetta, joka toimi verrokkimateriaalina. Koerakenne sijoittui pääosin merivedenpinnan alapuolelle. Koerakenteeseen sijoitetut täytöt tiivistettiin pudotustiivistämällä. Täyttöjen tiivistyvyyttä selvitettiin mittaamalla pudotusjätkäleen aiheuttamia painumia ja jätkäleen hidastuvuutta. Koerakenteen asennetuista painumalevyistä mitattiin täytön pudotustiivistyksen aikaista ja pitkäaikaista painumaa, joka on merkittävin ominaisuus kadun tai muun lähes painumattomaksi suunniteltavan rakenteen toimivuuden kannalta. Myös materiaalin lujittumista sekä pudotustiivistyksen vaikutusta materiaalin tilavuuspainoon ja raekokoon selvitettiin täyttömateriaaleista otettuja näytteitä analysoimalla.

Kaikkien täyttömateriaalien tiivistäminen onnistui eikä betonimursketäyttöjen tiivistettävyydessä havaittu merkittäviä eroja louhetäyttöön verrattuna. Pudotustiivistystä voidaan näin ollen pitää betonimurskeesta toteutetun meritäytön tiivistämiseen soveltuvana menetelmänä. Täyttöjen pitkäaikaispainumat olivat vähäisiä esikuormituspenkereen rakentamisen jälkeen. Tiivistyskokeen perusteella betonimursketta voidaan pitää geoteknisten ominaisuuksien puolesta meritäyttöihin soveltuvana materiaalina katu- ja puistoalueilla.

ASIASANAT:

Betonimurske, betonijäte, meritäyttö, pudotustiivistys, syvätiivistys

Sanna Anttila

CRUSHED CONCRETE GEOTECHNICAL SUITABILITY FOR LAND RECLAMATION

Concrete waste in form of crushed concrete can be utilized in street and road structures. Today significant amount of concrete waste generated by various demolition and other activities is not fully utilized in infrastructure projects in Helsinki area. Part of concrete waste shall be transported to other sites outside Helsinki metropolitan area. In Helsinki large-scale land reclamation projects have been implemented and the same trend seems to continue in the near future. Typical material used in land reclamation projects is blasted rock from tunnel quarrying projects in Helsinki metropolitan area or from outside Helsinki area if there are no ongoing tunnel projects in Helsinki. Utilization of concrete waste as fill material in land reclamation projects will reduce the transportation of concrete waste from Helsinki metropolitan area and accordingly the transportation of blasted rock to the land reclamation sites. It will promote reuse and recycling of waste and reduce heavy traffic and CO₂ emissions.

Crushed concrete was previously applied as a land reclamation material in some park projects in Helsinki. However, it has not been tested earlier in Finland as a fill material layer that is placed into the sea and compacted using deep compaction technique. In 2018-2019 the City of Helsinki tested crushed concrete suitability for land reclamation material purposes in a full-scale dynamic compaction test. The objective of the test was to clarify the compaction rate of the material produced by dynamic compaction, compression rate of compacted layers under pre-loading embankment and environmental impacts of the fill material. The latter is not discussed in this thesis.

The pilot structure was implemented in Tritoninpuisto (Triton Park) located in the southern part of Jätkäsaari area reclaimed from the sea in 2010. First an excavation was made in the existing blasted rock fill. The excavation was divided in four zones. Crushed concrete with different grain sizes was placed in three zones. The fourth zone was filled with crushed rock material and used as a reference. Backfill was located mostly under the ground water level. Fill was compacted using dynamic compaction method. Settlement plates on top and bottom of the pilot structure were used to monitor short-term (during dynamic compaction) and long-term settlements which is the most important property of the structure. Compression of the structure was determined by measuring deceleration of the weight at the moment of impact and the settlement caused by the weight. Samples of compacted crushed concrete were studied in the laboratory for hardening, grain size and unit weight.

All materials compacted well. Moreover, no significant differences were observed in various fill materials performance during compaction. Based on the test dynamic compaction can be applied for crushed concrete compaction in land reclamation. Long-term settlements were small after building pre-loading embankment. Based on the test crushed concrete is suitable material for land reclamation material in street and park areas.

KEYWORDS:

Crushed concrete, concrete waste, deep compaction, dynamic compaction, land reclamation

SISÄLTÖ

KÄYTETYT LYHENTEET TAI SANASTO	9
1 JOHDANTO	10
2 BETONIMURSKE MAARAKENNUSMATERIAALINA	13
2.1 Yleistä	13
2.2 Betonimurskeen tekniset ominaisuudet	14
2.3 Betonimurskeen ympäristökelpoisuus	16
3 PUDOTUSTIIVISTYS POHJANVAHVISTUSMENETELMÄNÄ	18
3.1 Pudotustiivistyksen periaate	18
3.2 Pudotustiivistykseen soveltuva maaperä	20
3.3 Pudotustiivistyksen suunnittelu	21
3.3.1 Tiivistyksen syvyysvaikutus	21
3.3.2 Tarvittava tiivistysenergia	23
3.3.3 Ympäristövaikutukset	25
4 BETONIMURSKEEN PUDOTUSTIIVISTYSKOE JÄTKÄSAARESSA	26
4.1 Koealueen sijainti ja pohjasuhteet	26
4.2 Pudotustiivistyksen suunnittelu	27
4.3 Koerakenteen mitat ja täyttömateriaalit	29
4.4 Instrumentointi	30
4.4.1 Koerakentamiskohteessa tehdyt mittaukset ja muut havainnot	30
4.4.2 Täytön painumamittaus	32
4.4.3 Näytteenotto, koekuopat ja laboratoriotutkimukset	35
4.4.4 Siirtymämittaukset ja rantaluiskan luotaus	35
4.5 Pudotustiivistyskoe	37
4.5.1 Alustavat työt	37
4.5.2 Koerakenteen kaivutyöt	39
4.5.3 Koerakenteen täyttötyöt	43
4.5.4 Koerakenteen pudotustiivistys	49
4.5.5 Hidastuvuusmittaukset	51
4.5.6 Näytteenotto	53
4.5.7 Esikuormituspenkereen rakentaminen	57

4.5.8 Koerakenteen seurantamittaukset	58
5 TIIVISTYSKOKEEN TULOKSET	60
5.1 Pudotustiivistystyksen aikaiset mittaukset ja havainnot	60
5.1.1 Pudotusjätkäleen painuma tiivistyskokeen aikana	60
5.1.2 Hidastuvuusmittaukset ja betonimursketäytön dynaaminen muodonmuutosmoduuli	64
5.1.3 Silmämääräiset havainnot pudotustiivistystyön aikana	66
5.2 Täytön painumat	67
5.2.1 Koerakenteen pohjan painuma	67
5.2.2 Täytön painumat	72
5.3 Laboratoriotutkimustulokset	77
5.3.1 Betonimurskeen rakeisuus	77
5.3.2 Betonimurskeen puristuslujuustutkimusten tulokset	79
5.4 Betonimurskeen tilavuuspaino	81
5.5 Rantaluiskan siirtymämittaustulokset	82
5.6 Pinnan tasojen mittaukset	90
6 JOHTOPÄÄTÖKSET	92
6.1 Tiivistyskokeen toteuttaminen	92
6.2 Betonimursketäytön tiivistettävyyden	92
6.3 Betonimursketäytön painumat ja materiaalin ominaisuudet	93
6.4 Betonimurskeen käyttömahdollisuudet ja rajoitteet meritäyttökohteissa	94
LÄHTEET	96

LIITTEET

- Liite 1. Kahden viimeisen pudotuksen yhteispainuma, kierrokset 1-4.
 Liite 2. Dynaaminen muodonmuutosmoduuli, koealueet 1-4
 Liite 3. Betonimurskeen tilavuuspaino koekuopista määritettynä.
 Liite 4. Inklinometrimittausten tulokset, manuaalisesti mitattavat inklinometripotket

KUVAAJAT

Kuvaaja 1. Painumaletkun nollamittaus, mittaus koerakenteen täytön jälkeen ja pudotustiivistyksen jälkeen (Helsingin kaupungin rakennuttamispalvelut 2019, muokattu).....	71
Kuvaaja 2. Painumaletkuista koerakentamisen aikana tehdyt mittaukset (Helsingin kaupungin rakennuttamispalvelut 2019, muokattu).	72

KUVAT

Kuva 1. Ristikkopuominosturi Tritoninpuiston koekentällä (Kuva: Anttila 5.4.2019).	19
Kuva 2. Jätkäsaaren betonimurskeen pudotustiivistyskokeeseen kentille K1 ja K2 suunniteltu pudotusrudukko (Ramboll 2018a).	20
Kuva 3. Koerakennuskohteen sijainti Jätkäsaassa. (Helsingin kaupunki 2018, muokattu).	26
Kuva 4. Poikkileikkaus koerakennusalueelta. (Ramboll 2018b, muokattu).	27
Kuva 5. Koerakenteen pohjan mitat ja eri koealueet (Ramboll 2018e, muokattu).	30
Kuva 6. Painumalevyn rakenne (Ramboll 2018f).	33
Kuva 7. Painumalevy ennen kaivantoon asentamista (Kuva: Anttila 15.3.2019).	33
Kuva 8. Painumalevyjen ja -letkujen asennusperiaate (Ramboll 2018g).	35
Kuva 9. Kaivonrenkaalla suojattu automaatti-inklinometriputki sekä mittalaitteen keskusyksikkö (Kuva: Forsman 15.2.2019).	36
Kuva 10. Rantaluiskan yläreunaan asennetut siirtymäseurantatangot (Kuva: Anttila 12.6.2019).	37
Kuva 11. Suunnitellut pudotuspisteiden sijainnit ja pudotuksen toteumatiedot nosturin ohjaamossa sijaitsevilla näytöillä (Kuva: Anttila 5.4.2019).	38
Kuva 12. Koerakenteen altaan kaivanto (Kuva: Anttila 11.1.2019).	40
Kuva 13. Kaivannon pohjan monikeilaluotaus. (Kuva: Anttila 20.2.2019).	41
Kuva 14. Koerakenteen pohjalle asennettujen tangolliset painumalevyjen tangot sekä painumaletkujen päät (Kuva: Anttila 26.2.2019).	42
Kuva 15. Louhetäyttöalueen pinta ensimmäisellä täyttötasolla +0,9...+1 (Kuva: Anttila 7.3.2019).	44
Kuva 16. Betonimurskeen # 0/90 täyttötyö käynnissä koealueella 1 (Kuva: Anttila 7.3.2019).	44
Kuva 17. Tasolle +0,9...+1 asennettu painumalevy sekä kaivannon pohjalle asennetun painumalevyn tanko koealueella 3 (BeM # 0/300) (Kuva: Anttila 15.3.2019).	45
Kuva 18. Jään poistoa koerakenteen kaivannosta (Kuva: Anttila 12.3.2019).	46
Kuva 19. Liettynyttä betonimursketta # 0/90 tasolla +0,9...+1. (Kuva: 15.3.2019 Anttila 2019).	47
Kuva 20. Kaivannon täyttö lopulliseen täyttötasoon (Kuva: Anttila 15.3.2019).	48
Kuva 21. Teräksiä koealueen 3 (BeM # 0/300) pinnassa (Kuva: Anttila 15.3.2019).	48
Kuva 22. Koekuopan kaivu ja materiaalin punnitus (Kuva: Anttila 15.3.2019).	49
Kuva 23. Koealue ennen pudotustiivistystä (Kuva: Anttila 3.4.2019).	50
Kuva 24. Pudotusjätkäleen aiheuttamia painumia täytön pinnassa ensimmäisen pudotuskierroksen jälkeen (Kuva: Anttila 4.4.2019).	51
Kuva 25. Pudotusjätkäle ja siihen kiinnitetty kiihtyvyyssanturi. Jätkäleen päällä vasemmalla oleva oranssi rasia ei liity kiihtyvyyssanturiin (Kuva: Anttila 4.4.2019).	52

Kuva 26. Hidastuvuusmittauksia pudotustiivistystyön yhteydessä (Kuva: Anttila 4.4.2019).	53
Kuva 27. Näytteenotto koerakenteen täytön yhteydessä alueelle kuljetetuista kuormista (Kuva: Anttila 12.3.2019).	55
Kuva 28. Betonimurskeen # 0/300 seassa oleva tiili (Kuva: Anttila 12.3.2019).	56
Kuva 29. Koekuoppa koealueella 1 (BeM #0/90) (Kuva: Anttila 20.3.2019).	57
Kuva 30. Esikuormituspengeri koetiivistysalueen päällä (Kuva: Anttila 12.6.2019).	58
Kuva 31. Vääntynyt painumalevyn tangon pää (Kuva: Anttila 27.6.2019).	59
Kuva 32. Kahden viimeisen pudotuksen yhteispainuman summa koerakennusalueella viimeisellä pudotuskierroksella (Hartikainen 2019A, muokattu).	61
Kuva 33. Kaikkien pudotuskierrosten yhteen pisteeseen tehtyjen pudotusten yhteenlaskettu painuma koetiivistysalueella (Hartikainen 2019B, muokattu).	63
Kuva 34. Koerakenteen pohjan painuma koealueilla 1...4. a) Koealue 1 (BeM #0/90) b) Koealue 2 (BeM #0/150), c) Koealue 3 (BeM #0/300) ja d) Koealue 4 (Louhe #0/300).	69
Kuva 35. Painumat tasolle +0,9...+1,0 asennetuista painumalevyistä mitattuna koealueilla 1...4. a) Koealue 1 (Betonimurske # 0/90), b) Koealue 2 (Betonimurske # 0/150), c) Koealue 3 (Betonimurske # 0/300) ja d) Koealue 4 (Louhe # 0/300).	75
Kuva 36. Täytön pinnan painumat (tasolla +1,5) a) Koealue 1 (Betonimurske # 0/90), b) Koealue 2 (Betonimurske # 0/150), c) Koealue 3 (Betonimurske # 0/300) ja d) Koealue 4 (Louhe # 0/300).	77
Kuva 37. Rakeisuusmääritykset betonimurskeesta # 0/90 (Helsingin kaupungin rakennuttamispalvelut 2019, muokattu).	78
Kuva 38. Rakeisuuskäyrät betonimurskeesta # 0/150 (Helsingin kaupungin rakennuttamispalvelut 2019, muokattu).	78
Kuva 39. Rakeisuuskäyrät betonimurskeesta # 0/300 (Helsingin kaupungin rakennuttamispalvelut 2019, muokattu).	79
Kuva 40. Automaatti-inklinometrillä tehtyjen siirtymämittausten tulokset meren suuntaan ja merestä poispäin pudotustiivistyksen aikana esitettynä suhteessa asennusmittaukseen (FinMeas-mittatietopalvelu 2019).	83
Kuva 41. Automaatti-inklinometrillä tehty siirtymämittaustulokset pohjois-etelä -suunnassa ennen koerakenteen pudotustiivistystä ja tiivistyksen jälkeen esitettynä suhteessa asennusmittaukseen (FinMeas-mittatietopalvelu 2019).	84
Kuva 42. Inklinometrimittaukset 19.-21.6.2019 esitettynä suhteessa asennusmittaukseen (FinMeas-mittatietopalvelu 2019).	85
Kuva 43. Louhetäytön käyttäytyminen ohuen savikerroksen päällä (Häkkänen 2014, 125).	86
Kuva 44. Inklinometriputken nurjahtamisesta johtuva tehtyjen mittausten mukainen ja oletettu todellinen käyttäytyminen (Häkkänen 2014).	87
Kuva 45. Inklinometrimittaukset itä-länsi-suunnassa pudotustiivistyksestä (4.4.-15.4.2019) marraskuun 2019 puoliväliin esitettynä suhteessa asennusmittaukseen (FinMeas-mittatietopalvelu 2019). Aikavälillä 4.4.2018-16.6.2019 tulokset ovat lähellä 0-akselia ja 16.7.-16.11.2019 tulokset ovat vasemmalla lähellä -10 ja -20 mm pystyviivoja.	88
Kuva 46. Inklinometrimittaukset pohjois-etelä -suunnassa pudotustiivistyksestä (4.4.-15.4.2019) marraskuun 2019 puoliväliin esitettynä suhteessa asennusmittaukseen (FinMeas-mittatietopalvelu 2019).	89

TAULUKOT

Taulukko 1. Betonimurskeiden luokat alkuperän ja lujittumisominaisuuksien perusteella (Forsman & Dettenborn 2019, 10, muokattu).	14
Taulukko 2. Betonimurskeen mitoitusparametreja ja ominaisuuksia (Forsman & Dettenborn 2019, 10, muokattu).	15
Taulukko 3. Betonimurskerakenteiden ominaisuuksia (Forsman & Dettenborn 2019, 10, muokattu).	15
Taulukko 4. Tyypillisiä arvoja kertoimelle k (Kujala 2005, 25).	22
Taulukko 5. Vuosaaren satamassa tehtyjen tiivistysten perusteella määritettyjä k-arvoja moreeni-, merihiekka- ja louhetäytöille (Havukainen 2013, 145).	23
Taulukko 6. Suuntaa-antavat tiivistysenergian määrät tilavuusyksikköä kohti (Lukas 1995, 34).	23
Taulukko 7. Louhetäytön pudotustiivistyksen suunnittelussa käytetyt lähtötiedot ja tiivistyksen kokonaisenergia tilavuusyksikköä kohti (Ramboll 2018c, 4 - 5).	29
Taulukko 8. Koerakennuskohteessa käytetyt mittausten menetelmät.	31
Taulukko 9. Yhteen pisteeseen tehtyjen pudotusten painumien vaihteluväli koealueittain pudotusalueen yläpinnasta mitattuna (alueella, jossa pudotukset tehtiin ilman pudotusalueen painuman suuruus betonimursketäytön yläpinnasta mitattuna).	62
Taulukko 10. Puristuslujuustutkimusten tulokset (Aalto yliopisto 2019, muokattu).	80
Taulukko 11. Murskauksen jälkeen betonimurskeesta # 0/90 tehtyjen puristuslujuuskokeiden tulokset (Rudus 2019).	81

KÄYTETYT LYHENTEET TAI SANASTO

A [m^2]	Pudotusjätkäleen pohjan ala
a [g]	Pudotusjätkäleen hidastuvuus
a [m]	Kuormituslevyn säde
D [m]	Tiivistymisen syvyysvaikutus
d [m]	Pudotuspisteiden etäisyys (pudotusrudun ala)
$\Delta\sigma$ [MPa]	Jännitysmuutos välillä $0,7 \sigma_{\max} - 0,3 \sigma_{\max}$
Δs [m]	Painumamuutos välillä $0,7 \sigma_{\max} - 0,3 \sigma_{\max}$
E [MPa]	Kimmomoduuli
EA [kJ/ m^2]	Kokonaisenergia pinta-alayksikköä kohden
H m]	Pudotuskorkeus
k [-]	Pudotustiivistyksen syvyysvaikutukseen vaikuttava kokeellinen kerroin
k [-]	Kuormituslevyn säteestä ja Poissonin luvusta riippuva kerroin
m [t]	Pudotusjätkäleen massa
N [kpl]	Pudotusten lukumäärä pudotuskierroksella
P [kpl]	Pudotuskierrosten lukumäärä
P [MN]	Maahan pudotusjätkäleen pudotuksesta aiheutuva iskuvoima (aikariippuvainen)
r	Kerroin, jonka arvo on $\pi/2$, jos kuormituslevy on jäykkä ja 2, jos levy on taipuisa
σ [MPa]	Jännitys
s [m]	Matka (jätkäleen painuma)
t [s]	Aika
u [-]	Poissonin-luku
v [m/s]	Nopeus
r [m]	Kuormituslevyn säde (pudotusjätkäleen säde)
W [t]	Pudotusjätkäleen massa

1 JOHDANTO

1.1 Tiivistyskokeen tausta

Pääkaupunkiseudulla syntyy vuosittain purkutyömailla noin miljoona tonnia betonijätettä, josta kaikkea ei pystytä hyödyntämään pääkaupunkiseudulla sijaitsevilla infra rakentamiskohteissa (Forsman & Dettenborn 2019, 2). Osa betonijätteestä kuljetaan hyödynnettäväksi melko kaukanakin pääkaupunkiseudun ulkopuolella sijaitseviin rakennuskohteisiin.

Helsingissä on tehty ja tehdään lähivuosina laajoilla alueilla meritäyttöjä, joissa tyypillisesti käytetään täyttömateriaalina kalliolouhetta. Silloin, kun kaupungissa ei ole menossa maanalaisen rakentamisen kohteita, joista muodostuu runsaasti louhetta, louhe kuljetetaan kaupungin ulkopuolella sijaitsevista louhintakohteista kaupungin meritäyttökohteisiin.

Betonimurskeen hyödyntäminen meritäyttömateriaalina vähentäisi materiaalien kuljetusta pois pääkaupunkiseudulta ja vähentäisi vastaavasti muuhunkin käyttöön soveliaan louheen käyttämistä täyttöihin. Tämä edistäisi jätteen hyötykäyttöä, alentaisi täyttöjen rakentamiskustannuksia ja vähentäisi hiilidioksidipäästöjä.

Betonimursketta on aiemmin käytetty Helsingissä meritäyttömateriaalina puistoalueella, mutta sen käyttöä syvätiivistettynä katujen tai muun infran alapuolisena meritäyttönä ei ole aiemmin Suomessa tutkittu.

1.2 Tiivistyskokeen tavoitteet ja tutkimusmenetelmät

Helsingin kaupunki on selvittänyt vuonna 2018-2019 betonimurskeen soveltuvuutta meritäyttömateriaaliksi täysmittakaavaisella pudotustiivistyskokeella, joka toteutettiin Jätkäsaarella Tritonipuiston alueella. Puistoalueelle rakennettiin koerakenne, johon sijoitettiin kolmea raekooltaan erikokoista betonimursketta (BeM # 0/90, BeM # 0/150 ja BeM # 0/300) ja louhetta. Betonimursketäyttöjen tiivistettävyyttä ja painumaa verrattiin verrokimateriaalina käytetyn louhetäytön ominaisuuksiin.

Tiivistyskokeessa on selvitetty, miten täyttökerrokset kokoonpuristuvat tiivistystyön aikana ja pitkäaikaisesti esikuormituspenkereen alla sekä millaiset betonimursketäytön ympäristövaikutukset ovat. Lisäksi on selvitetty materiaalin rakeisuuden ja tilavuuspai-

non muutosta tiivistystyöstä johtuen. Tärkeimpinä geoteknisinä ominaisuuksina täyttömateriaalin soveltuvuuden kannalta voidaan pitää materiaalin tiivistettävyyttä sekä pitkäaikaispainumaa.

1.3 Tutkimushankkeen osapuolet

Betonimurskeen pudotustiivistyskoerakentamisen kustannuksista on vastannut Helsingin kaupungin kaupunkiympäristön toimiala. Tämä opinnäytetyö on tehty koerakentamisen suunnittelun, toteutuksen, dokumentoinnin ja tulosten analysoinnin yhteydessä. Työtä on ohjannut ja kommentoinut ohjausryhmä, johon ovat kuuluneet seuraavat henkilöt:

- Mikko Suominen Helsingin kaupunki, kaupunkiympäristön toimiala, rakennukset ja yleiset alueet, rakennetun omaisuuden hallinta, infraomaisuus
- Kalle Rantala, Helsingin kaupunki, kaupunkiympäristön toimiala, maankäyttö ja kaupunkirakenne, maaomaisuuden kehittäminen ja tontit, maa- ja kallioperäyksikkö
- Mirva Koskinen, Helsingin kaupunki, kaupunkiympäristön toimiala, maankäyttö ja kaupunkirakenne, maaomaisuuden kehittäminen ja tontit, maa- ja kallioperäyksikkö
- Eila Hägg, Helsingin kaupunki, keskushallinto, Stara, kaupunkitekniikan kehittäminen, rakentaminen
- Jaakko Olkkonen, Helsingin kaupunki, keskushallinto, Stara, kaupunkitekniikan kehittäminen, rakentaminen
- Juha Forsman, Ramboll Finland Oy, Infra Länsi
- Jouko Lehtonen, Turun ammattikorkeakoulu, rakentamisen YAMK-koulutus

Haluan kiittää ohjausryhmää työn kommentoinnista. Lisäksi haluan kiittää Helsingin kaupungin rakennuttamispalveluiden työntekijöitä (Jukka Kähkönen, Jukka Naukkarinen, Lars Sandberg, Jari Hurri, Rami Kokko, Lauri Koskimies, Ilkka Määttä, Esa Vänskä ja Minna-Pia Bertula), jotka osallistuivat koerakenteen rakennuttamiseen sekä mittauksen, näytteenoton ja laboratoriokokeiden toteuttamiseen. Kiitän myös hyvästä yhteistyöstä Mericon Oy:n Sanna Lehmusvirtaa, Sjöman Helsingin Nosturit Oy:n Harri Marttilaa sekä Kiwa Inspecta:n Teemu Repoa.

Haluan kiittää Sirpa Toroita, Ari Hartikaista, Taavi Dettenbornia ja Jorma Havukaista sekä muita Ramboll Finland Oy:n työntekijöitä, jotka ovat avustaneet työssä.

Erityisesti haluan kiittää työn ohjaajaa Juha Forsmania sekä valvojaa Jouko Lehtosta rakentavista kommentteista ja tuesta työn tekemisen aikana.

2 BETONIMURSKE MAARAKENNUSMATERIAALINA

2.1 Yleistä

Jätelainsäädännön tavoitteena on vähentää jätteen määrää ja haitallisuutta sekä edistää luonnonvarojen kestäväää käyttöä (Jätelaki 646/2011). Vuonna 2008 voimaantullut EU:n jätepuitedirektiivi velvoittaa Suomea EU:n jäsenmaana kierrättämään vähintään 70 painoprosenttia rakennus- ja purkujätteestä vuoteen 2020 mennessä (Forsman & Dettenborn 2019, 2).

Uusiomateriaaleja, kuten betonimursketta, hyödyntämällä voidaan vähentää jätteen määrää ehkäisemällä käyttökelpoisten rakennusmateriaalien sijoittamista toissijaisiin kohteisiin tai kaatopaikoille. Samalla säästetään luonnonvaroja, kun luonnonkiviaineksen louhintatarve maanrakennuskäyttöön vähenee. (Forsman & Dettenborn 2019, 2-3.)

Pääkaupunkiseudulla syntyy vuosittain arviolta noin miljoona tonnia betonijätettä. Tavoitteena on hyödyntää mahdollisimman suuri osa tästä jätteestä infra- ja maanrakennuskohteissa. Jos betonijäte murskataan ja hyödynnetään purkukohteessa tai sen lähellä, pienenevät myös kuljettamisesta aiheutuvat hiilidioksidipäästöt. (Forsman & Dettenborn 2019, 2-3.)

2.2 Betonimurskeen käyttökohteet

Betonimurske luokitellaan jätteeksi, vaikka se olisi jalostettu, CE-merkitty ja ympäristökelpoinen. Jätteen käyttö laitos- ja ammattimaisessa toiminnassa vaatii ympäristönsuojelulain 527/2014 mukaan ympäristöluvan lukuun ottamatta poikkeuksia, jotka on esitetty Valtioneuvoston asetuksessa eräiden jätteiden hyödyntämisestä maanrakentamisessa (VNa 843/2017 ns. MARA-asetus) (Forsman & Dettenborn 2019, 3).

MARA-asetuksen mukaisella rekisteröinti-ilmoituksella betonimursketta voidaan käyttää väylä- ja kenttärakenteissa sekä varastorakennusten pohjarakenteissa. MARA-asetusta sovelletaan vain kohteisiin, jotka rakennettaisiin riippumatta siitä, onko kohteeseen soveltuvaa jätemateriaalia tarjolla. Käyttökohteen ensisijaisena tarkoituksena ei voi olla jätteen sijoittaminen (Forsman & Dettenborn 2019, 3).

Ympäristöluvalla betonimursketta voidaan hyödyntää esimerkiksi puistojen ja meluvallien täytöissä sekä putkikaivantojen lopputäytöissä väylien ulkopuolella. Betonimurskeen

hyödyntäminen meritäyttöissä on myös mahdollista ympäristöluvalla. Betonimurskeesta tehty meritäyttö tulee toteuttaa joko reunapenkereellä ja/tai silttiverholla ympäröitynä, jotta betonimurskeen sisältämä kelluva materiaali tai mahdollisesti liettyvä hienoaines ei leviä ympäristöön. Valmiissa rakenteessa tulee myös olla riittävä suojakerros meren suuntaan. (Forsman & Dettenborn 2019, 5 ja 8.)

2.2 Betonimurskeen tekniset ominaisuudet

Betonimursketta voidaan infrarakentamisessa käyttää luonnon kiviaineksen tavoin. Materiaali lujittuu uudelleen murskauksen jälkeen ja siksi se soveltuu jopa luonnon kiviainesta paremmin rakenteisiin, joissa vaaditaan hyvää kantavuutta. (Forsman & Dettenborn 2019, 2.)

Betonimurskeet luokitellaan raaka-aineensa ja materiaaliominaisuuksiensa perusteella neljään luokkaan (Forsman & Dettenborn 2019, 9). Taulukossa 1 on esitetty betonimurskeiden luokitus materiaalin alkuperän ja uudelleenlujittumisen perusteella. Taulukoissa 2 ja 3 on esitetty betonimurskeen ominaisuuksia, materiaalivaatimuksia ja parametreja betonimurskerakenteiden mitoittamiseen.

Betonimurskeesta toteutettujen rakenteiden laadunvalvonnassa käytetään pääasiassa samoja laatuvaatimuksia ja menetelmiä kuin luonnon kiviaineksesta toteutettujen rakenteiden (Saarijärvi ym. 2014, 2.).

Taulukko 1. Betonimurskeiden luokat alkuperän ja lujittumisominaisuuksien perusteella (Forsman & Dettenborn 2019, 10, muokattu).

Luokka	Materiaalin alkuperä / ominaisuus
BeM I	Epäpuhtauksista vapaa betonijäte, joka on peräisin esim. betoniteollisuudesta
BeM II	Purkutyömailta tai muualta peräisin oleva betonijäte
BeM III	Purkutyömailta tai muualta peräisin oleva betonijäte, jonka uudelleenlujittuminen on epävarmaa
BeM IV	Purkutyömailta tai muualta peräisin oleva betonijäte, jonka uudelleenlujittuminen on epävarmaa

Taulukko 2. Betonimurskeen mitoitusparametreja ja ominaisuuksia (Forsman & Dettenborn 2019, 10, muokattu).

Luokka	Puristus- lujuus [MPa]	Routivuus	E-moduuli [MPa] ⁽¹⁾	Hieno- aines- pitoisuus [paino-%]	Tiilen max. osuus [paino-%]	Muiden materiaalien max. osuus ⁽²⁾ [paino-%]	Kelluvat materiaalit ⁽³⁾ [cm ³ /kg]
BeM I	≥ 1,2	Routimaton	700 ⁽⁶⁾	f7	10	1	5
BeM II	≥ 0,8	Routimaton	500 ⁽⁶⁾	f7	10	1	10
BeM III	-	Vaihtelee ^(4,5)	280 ⁽⁶⁾	-	10	1	10
BeM IV	-	Vaihtelee ⁽⁴⁾	Vaihtelee	-	30	1	-

1) BeM I ja II saavuttavat esitetyn E-moduulin arvon n. 1-3 kk ja BeM III n. 0-1 kk kuluttua kerroksen tiivistämisestä. Nämä edustavat edullisissa olosuhteissa ohjeiden mukaisesti rakennettuja BeM-kerroksia. Muutoin ko. kantavuuksien kehittyminen kestää pidempään.

2) esim. metallit, kellumattomat puut, muovit, kumit yms.

3) esim. solumuovit, mineraalivilla

4) mikäli hienoainepitoisuus < 7%, routivuuden arviointi tehdään rakeisuuskäyrän perusteella (SFS 5884 Liite C)

5) tie- ja katurakenteissa routimattomuutta edellytetään myös BeM III -betonimurskeelta

6) mitoituksessa on huomioitava alapuolisen kerroksen kantavuus E_A . BeM III:lla voidaan käyttää katujen yms. kantavuusmitoituksessa E_{max} 300 MPa (päälysrakenteen mitoitus on esitetty Liikenneviraston Tie-rakenteen suunnitteluohjeessa)

Taulukko 3. Betonimurskerakenteiden ominaisuuksia (Forsman & Dettenborn 2019, 10, muokattu).

Ominaisuus	BeM I - III	Yksikkö	Ominaisuus	BeM I - III	Yksikkö
Optimivesipitoisuus, w_{opt}	8 - 12	%	Kapillaarisuus, H_c	0,2 - 0,25	m
Maksimikuivatilavuuspaino, γ_{dmax}	17,5 - 20,5	kN/m ³	Vedenläpäisevyys, k ⁽⁷⁾	10^{-4} - 10^{-5}	m/s
Minimikuivatilavuuspaino, γ_{dmin}	12,7 - 14,5	kN/m ³	Happamuus, pH	11 - 12,5	-
Kiintotiheys, ρ_s	2,55 - 2,65	t/m ³	Kitkakulma, ϕ^*	40	°

7) Hyvin tiivistetyllä materiaalilla

Betonimurskeen uudelleenlujittuminen on mahdollista, kun betonimurskelajite on lujituva, materiaali tiivistetään huolellisesti optimivesipitoisuudessa ja rakenteen jälkihoito on riittävä (Saarijärvi ym. 2014, 3). Betonimurskeen lujittuminen on nopeinta ensimmäisten vuosien aikana ja se hidastuu 2...5 vuoden jälkeen rakentamisesta (Forsman & Dettenborn 2019, 10).

Betonimurskeen käyttö ei vaadi erityiskalustoa. Lujittunut betonimurske irttaa kaivettaessa rakeisena. Materiaalin kaivuvastus on suurempi kuin luonnon kiviaineksella, mutta kaivutyö on tehtävissä normaalilla saneerauskohteissa käytetyllä kaivukalustolla. Tiivis-

tämättömän betonimursketäytön päällä voidaan liikkua pyörä- tai tela-alustaisella kalustolla. Ennen kuin alue avataan liikenteelle tai siellä liikkuu raskasta työmaaliikennettä, betonimurskekerros tulee peittää kalliomurskeella tai asfaltilla. (Saarijärvi ym. 2014, 2-3.)

Kunnallistekniikan korjaus- ja muutostyöt on mahdollista yleensä toteuttaa siten, että päällysrakenne ei vaurioitu laajalta alueelta, koska betonimurske pysyy kaivannossa muodossaan, eikä purkaudu kuten luonnon kiviaines. Myös materiaalin korkean leikkauskestävyysskulman takia matalat kaivannot voidaan yleensä toteuttaa ilman tuentaa. Ponttiseinin tuettujen kaivantojen toteuttamisessa tulee huomioida, että betonimurske poistetaan ponttiseinien kohdalta ennen ponttien asentamista. (Saarijärvi ym. 2014, 4.)

Jos betonimurskerakenteessa käytetään lujitetta, betonimurskeen emäksisyys tulee huomioida lujitteen materiaalivalinnassa. Esimerkiksi polyesteristä valmistettua geolujitetta ei voida käyttää betonimurskeen kanssa, koska se ei kestä betonimurskeen emäksisyyttä, kuten useat muut lujitemateriaalit. (Forsman & Dettenborn 2019, 10.)

Betonimurskeen emäksisyys tulee huomioida myös vesihuoltolinjojen putkimateriaalien valinnassa. Betonimurske ei sovellu käytettäväksi alumiinivalmisteisten putkin ja tarvikkeiden kanssa ilman emäksisyydeltä suojaavaa pinnoitetta, koska betonimurskeen emäksisyys on niin korkea, että se syövyttää alumiinia. Betonimurskeen emäksisyys ei ole riittävän korkea aiheuttamaan sinkin korroosion merkittävää käynnistymistä. Sinkkipinta tulee kuitenkin passivoida, esimerkiksi säilyttämällä sinkittyä kappaletta ulkona noin 4 viikon ajan. Betonimurskeen käyttö kaivannon lopputäytössä ei rajoita rauta- tai muoviputkien käyttöä. (Saarijärvi ym. 2014, 4-5.)

2.3 Betonimurskeen ympäristökelpoisuus

Ennen purkutyötä selvitetään betonin ympäristökelpoisuus. Purettavissa betonirakenteissa esiintyviä haitallisia ja vaarallisia aineita ovat mm. asbesti, kreosootti, PCB- ja lyijy-yhdisteet. Valikoiva purku ja betonijätteen käsittely toteutetaan siten, ettei pilaantunutta materiaalia päädy hyötykäyttöön murskattavan betonin sekaan. Betonimurskeen toimitajalla on vastuu materiaalin ympäristökelpoisuudesta. Materiaalitoimittajan on tarvittaessa osoitettava betonimurskeen haitta-aineettomuus, ennen kuin materiaalia otetaan vastaan työmaalle. (Forsman & Dettenborn 2019, 5-6.)

Käytöstä poistettu betonimurske luokitellaan betonijätteeksi ja se tulee toimittaa kaatopaikalle. Betonijätettä ei voida sijoittaa maankaatopaikkojen täyttöihin. (Forsman & Dettenborn 2019, 15)

3 PUDOTUSTIIVISTYS

POHJANVAHVISTUSMENETELMÄNÄ

3.1 Pudotustiivistystyksen periaate

Maaperän rakennettavuutta voidaan parantaa maaperää tiivistämällä. Syvätiivistys on maaperän tiivistämistä yli metrin syvyydeltä, pintatiivistyslaitteiden vaikutusalueelta syvemmältä. Syvätiivistys voidaan toteuttaa staattisesti tai dynaamisesti tai molempia menetelmiä yhdistäen. Dynaaminen tiivistysvaikutus voidaan aikaansaada värähtelyjen, iskujen tai räjäytysten avulla. (Martikainen 1984, 1.)

Pudotustiivistys on dynaaminen syvätiivistysmenetelmä, jossa tiivistysvaikutus aikaansaadaan pudottamalla järkälettä toistuvasti tiivistettävän kerroksen pintaan (Lukas 1995, 1). Iskusta maahan kohdistuva liike-energia aiheuttaa maahan energian etenemissuuntaan nähden pitkittäistä aaltoliikettä eli puristusaaltoja (P aallot) sekä poikittaista aaltoliikettä eli leikkausaaltoja (S-aallot). Puristusaallon (P-aallon) aiheuttama huokosvedenpaineen nousu pienentää hetkellisesti maan leikkauslujuutta. Hitaammin etenevät leikkausaallot (S-aallot) aiheuttavat maan leikkauslujuutta suuremman leikkausjännityksen maarakeiden välille, jolloin maarakeet pääsevät järjestäytymään uudelleen tiiviimmäksi rakenteeksi. (Hartikainen 1990, 248)

Pudotustiivistys soveltuu paksujen maakerrosten tiivistämiseen. Menetelmän on kehittänyt nykyiseen muotoonsa Louis Ménard 1960 luvun lopulla. Suomessa pudotustiivistystä on käytetty 1980 luvulta alkaen paksujen, löyhien kitkamaa-alueiden tiivistämisessä. Menetelmää on käytetty viime aikoina myös mereen tehtyjen kitkamaa- ja louhetäyttöjen tiivistämiseen muun muassa Helsingin Vuosaaren satama-alueella sekä Jätkäsaaren ja Kalasataman asuinalueilla. (Havukainen 2013, 142)

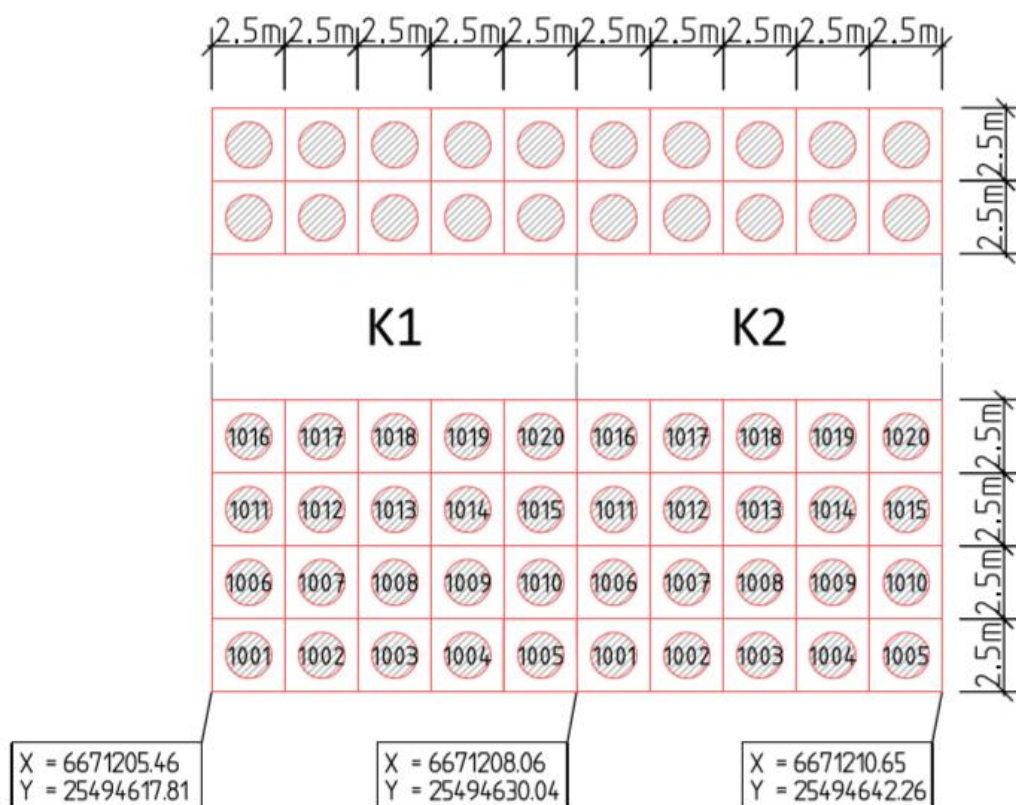
Pudotustiivistys toteutetaan yleensä tela-alustaisella ristikkopuominosturilla. Kuvassa 1 on esitetty ristikkopuominosturi pudotustiivistyskohteessa Jätkäsaarella.



Kuva 1. Ristikkopuominosturi Tritonipuiston koekentällä (Kuva: Anttila 5.4.2019).

Pudotusjärkele on tyypillisesti teräksinen kuutio tai lieriö, jonka massa on yleensä 5...30 tonnia ja pudotuskorkeus 10...25 m. Pudotukset tehdään yleensä pudotusruudukkoon. Pudotuspisteiden etäisyys vaihtelee yleensä 2...5 m välillä riippuen pudotusjärkeleen massasta ja pudotuskorkeudesta. Pudotuskierroksia tehdään tyypillisesti 2...4 ja pudotuksia yhdellä kierroksella yleensä 2...5 kpl yhteen pudotuspisteeseen. Pudotuskierrosten välillä pudotuksista syntyneet kuopat täytetään ja pinta tasataan. (Viljakainen & Korhonen 2012, 16)

Kuvassa 2 on esitetty Helsingin Jätkäsaarella toteutettuun betonimurskeen pudotustii-
vistyskokeeseen suunniteltu pudotusruudukko. Pudotuspisteet on esitetty pudotusruutu-
jen keskellä.



Kuva 2. Jätkäsaaren betonimurskeen pudotustiivistyskokeeseen kentille K1 ja K2 suunniteltu pudotusrudukko (Ramboll 2018a).

3.2 Pudotustiivistykseen soveltuva maaperä

Pudotustiivistyksen onnistumiseen vaikuttavat muun muassa tiivistettävän maalajin rakeisuus, huokoisuus, tiiveys ja vesipitoisuus. Hienorakeisilla maalajeilla tiivistymiseen vaikuttaa lisäksi maan plastiset ominaisuudet. Mitä plastisempi maalaji on, sitä huonommin pudotustiivistys soveltuu sen tiivistämiseen. Pudotustiivistys soveltuu huonosti tai ei ollenkaan savisille maalajeille. (Viljakainen & Korhonen 2002, 17-18.)

Parhaiten pudotustiivistys soveltuu hyvin vettä läpäiseville karkearakeisille maalajeille. Pohjavedenpinnan yläpuolelle sijoittuvissa maakerroksissa, maapartikkelit järjestyvät tiiviimpään tilaan välittömästi iskun jälkeen, kun taas pohjavedenpinnan alapuolelle sijoituvilla maakerroksissa tiivistyminen tapahtuu hieman hitaammin huokosvedenpaineesta johtuen. (Lukas 1995, 10.)

Maalajit voidaan jakaa kolmeen maalajiluokkaan sen mukaan, miten hyvin ne soveltuvat pudotustiivistettäväksi (Lukas 1995, 10).

Maalajiluokka 1

Maalajit, jotka soveltuvat hyvin tiivistettäväksi pudotustiivistämällä. Näillä maalajeilla plastisuusluku on nolla ja vedenläpäisevyys suurempi kuin 1×10^{-5} m/s. (Lukas 1995, 10.)

Maalajiluokka 2

Maalajit, jotka soveltuvat pudotustiivistykseen. Näiden maalajien plastisuusluku on 0...8 % ja vedenläpäisevyys 1×10^{-5} m/s... 1×10^{-8} m/s. (Lukas 1995, 10.)

Maalajiluokka 3

Maalajit eivät sovellu pudotustiivistettäväksi. Niiden plastisuusluku on yli 8 % ja vedenläpäisevyys pienempi kuin 1×10^{-8} m/s. (Lukas 1995, 10.)

3.3 Pudotustiivistyksen suunnittelu

Pudotustiivistystä suunniteltaessa selvitetään ensin, soveltuuko kohteen maaperä pudotustiivistettäväksi. Jos pudotustiivistys osoittautuu kohteeseen soveltuvaksi tiivistysmenetelmäksi, määritetään pudotusjärkälleen massa ja pudotuskorkeus siten, että tiivistyksen syvyysvaikutus on riittävä tiivistettävän kerroksen tiivistämiseen. Tämän jälkeen määritetään tiivistykseen tarvittavan kokonaisenergian suuruus. Tarvittavan kokonaisenergian perusteella voidaan laskea pudotusten yhteismäärä ja tämän jälkeen määrittää pudotuskierrosten ja kierroksella tehtävien pudotusten määrä. Pudotusruutujen mitat riippuvat pudotusjärkälleen halkaisijasta. Pudotusruudun sivumitan pituus on 1,5...2,5 kertaa pudotusjärkälleen halkaisija / sivumitta. (Lukas 1995, 27.)

3.3.1 Tiivistyksen syvyysvaikutus

Pudotustiivistyksen syvyysvaikutus voidaan ulottaa Suomessa yleisimmin käytetyillä menetelmillä ja kalustolla yli 10 m syvyydelle (Havukainen 2013, 142). Tiivistysvaikutus määritetään pudotuspainon massan ja pudotuskorkeuden perusteella kokemuseräisen nk. Lukasin kaavan (kaava 1) avulla.

$$D = k\sqrt{W * H} \quad (1)$$

missä

D = Tiivistymisen syvyysvaikutus [m]

k = kokeellinen kerroin (< 1) [-]

W = pudotuspainon massa tonneina [t]

H = pudotuskorkeus [m]

Kokeellisen kertoimen k suuruuteen vaikuttavat nostokoneen pudotusmekanismin hyötysuhde, pudotusenergian suuruus, tiivistettävän maaperän ominaisuudet, pudotusenergiaa absorboivat maakerrokset, kovan pohjan sijoittuminen tiivistettävään maakerroksen nähden, pohjavedenpinnan sijainti ja pudotusjärkeen kosketuspaine (Lukas 1995, 29). Kokeellisen kertoimen arvo on sitä suurempi, mitä karkearakeisempaa tiivistettävä materiaali on (Havukainen 2013, 143). Taulukossa 4 on esitetty suunnittelussa tyypillisesti käytettyjä kokeellisen kertoimen arvoja.

Taulukko 4. Tyypillisiä arvoja kertoimelle k (Kujala 2005, 25).

Materiaali	k-arvo
Hiekkainen siltti	0,50...0,60
Silttinen hiekka	0,55...0,65
Hieno hiekka	0,60...0,70
Keskihiekka - sora	0,65...0,80
Murske- tai louhetäyttö	0,70...1,0

Helsingissä Vuosaaren sataman rakentamisen yhteydessä vuosina 2004...2008 alueella tehtiin louhe-, merihiekka- ja silttimoreenitäyttöjen pudotustiivistystä. Tiivistystyön yhteydessä saatiin määritettyä louhe- merihiekka- ja moreenitäytöille taulukon 5 mukaiset k -arvot. Tiivistys tehtiin vajeriripusteista tiivistyskalustoa käyttäen. Järkeen kosketuspaine oli 50 kN/m^2 ja järkäleiden massat $11...27,5 \text{ tn}$. Pudotuskorkeudet vaihtelivat $7...20 \text{ m}$ välillä. (Havukainen 2013, 144-145.)

Taulukko 5. Vuosaaren satamassa tehtyjen tiivistysten perusteella määritettyjä k-arvoja moreeni-, merihiekka- ja louhetäytöille (Havukainen 2013, 145).

Materiaali	k- arvo
Louhe	~ 0,80...1,0
Merihiekka	~ 0,60...0,70
Silttimoreeni	~ 0,50

3.3.2 Tarvittava tiivistysenergia

Tiivistykseen tarvittavan kokonaisenergian määrään vaikuttavat tiivistettävän maaperän ominaisuudet sekä tiivistettävän kerroksen paksuus. Vaadittava kokonaisenergian määrä tilavuusyksikköä kohden voidaan arvioida taulukon 6 mukaan. Taulukossa on esitetty suuntaa-antavat tarvittavan tiivistysenergian määrät tiivistettävän kerroksen tilavuusyksikköä kohti erityyppisille maalajeille.

Taulukko 6. Suuntaa-antavat tiivistysenergian määrät tilavuusyksikköä kohti (Lukas 1995, 34).

Maalaji	Tarvittava tiivistysenergia [kJ/m³]
Hyvin pudotustiivistykseen soveltuvat karkearakeiset maalajit, jolla on suuri vedenjohtavuus (maalajiluokka 1)	200...250
Pudotustiivistykseen soveltuvat hienorakeiset maalajit, jolla on kohtalainen vedenjohtavuus (maalajiluokka 2). Kuiva savinen täyttömaa pohjavedenpinnan yläpuolella (maalajiluokka 3)	250...350

Kun tilavuusyksikköä kohden tarvittava tiivistysenergia ja tiivistettävän kerroksen paksuus tiedetään, saadaan laskettua pinta-alayksikköä kohti tarvittava tiivistysenergia EA kertomalla tilavuusyksikköä kohti tarvittava energiamäärä tiivistettävän kerroksen paksuudella. (Viljanen & Korhonen 2002, 46,48.) Pinta-alayksikköä kohti tarvittava energiamäärä EA lasketaan kaavan 2 avulla (Lukas 1995, 33). Tarvittavan energian määrä riippuu pudotusjärkäleen massasta, pudotuskorkeudesta, pudotuskierrosten määrästä, yhdellä kierroksella tehtyjen pudotusten määrästä sekä pudotusruudukon alasta.

$$EA = \frac{N * W * H * P}{d^2} \quad (2)$$

missä

EA = kokonaisenergia pinta-alayksikköä kohden [kJ/m²]

N = pudotusten lukumäärä pudotuskierroksella [kpl]

W = järkäleen massa [t]

H = pudotuskorkeus [m]

P = pudotuskierrosten lukumäärä [kpl]

d = pudotuspisteiden etäisyys [m]

Pudotukset tehdään tyypillisesti neliöverkkoon, jossa pudotuspisteiden väli d on yleensä 1,5...2,5 kertaa pudotusjärkäleen halkaisija tai sivumitta (Lukas 1995, 36). Pudotuspisteiden etäisyys on yleensä 2,5...5 m välillä (Havukainen 2013, 145).

Pudotuspainon massa W ja pudotuskorkeus H valitaan tiivistettävän kerroksen paksuuden ja maaperän ominaisuuksien perusteella siten, että tiivistyksen syvyysvaikutus (kaavan 1 mukaan laskettuna) on riittävä.

Laskettaessa riittävän tiivistysenergian saavuttamiseksi tarvittavaa pudotusmäärää, oletetaan aluksi, että kaikki pudotukset tehdään samalla kierroksella, jolloin P=1. Yhteen pisteeseen tarvittavien pudotusten määrä on näin ollen kaavan 3 mukainen.

$$N = \frac{EA * d^2}{W * h} \quad (3)$$

Kun pistekohtainen pudotusten määrä on ratkaistu, voidaan pudotukset jaotella tehtäväksi useammalla kierroksella (Korhonen & Viljakainen, 48). Pudotuskierroksia tehdään tyypillisesti 2...6 ja yhdellä kierroksella tehdään yleensä 3, mutta vähintään 2 pudotusta. (Havukainen 2013, 145).

Jos tiivistettävän kerroksen paksuus on yli 10 m, tiivistys on suositeltavaa tehdä kahdessa vaiheessa. Primäärivaiheessa tiivistys tehdään suurella pudotusjärkäleellä ja pudotuskorkeutta käyttäen, harvaan (esimerkiksi 5 m x 5 m) pudotusrudukkoon, jolloin syvälle sijoittuvat kerrokset saadaan tiivistettyä. Samalla kuitenkin pinnassa olevat kerrokset voivat löyhtyä. Pintakerrosten tiivistämiseksi tehdään sekundääritiivistys tiheämpään (esimerkiksi 2,5 m x 2,5 m) pudotusrudukkoon pienempää järkälettä ja pudotuskorkeutta käyttäen. (Havukainen 2013, 145.)

3.3.3 Ympäristövaikutukset

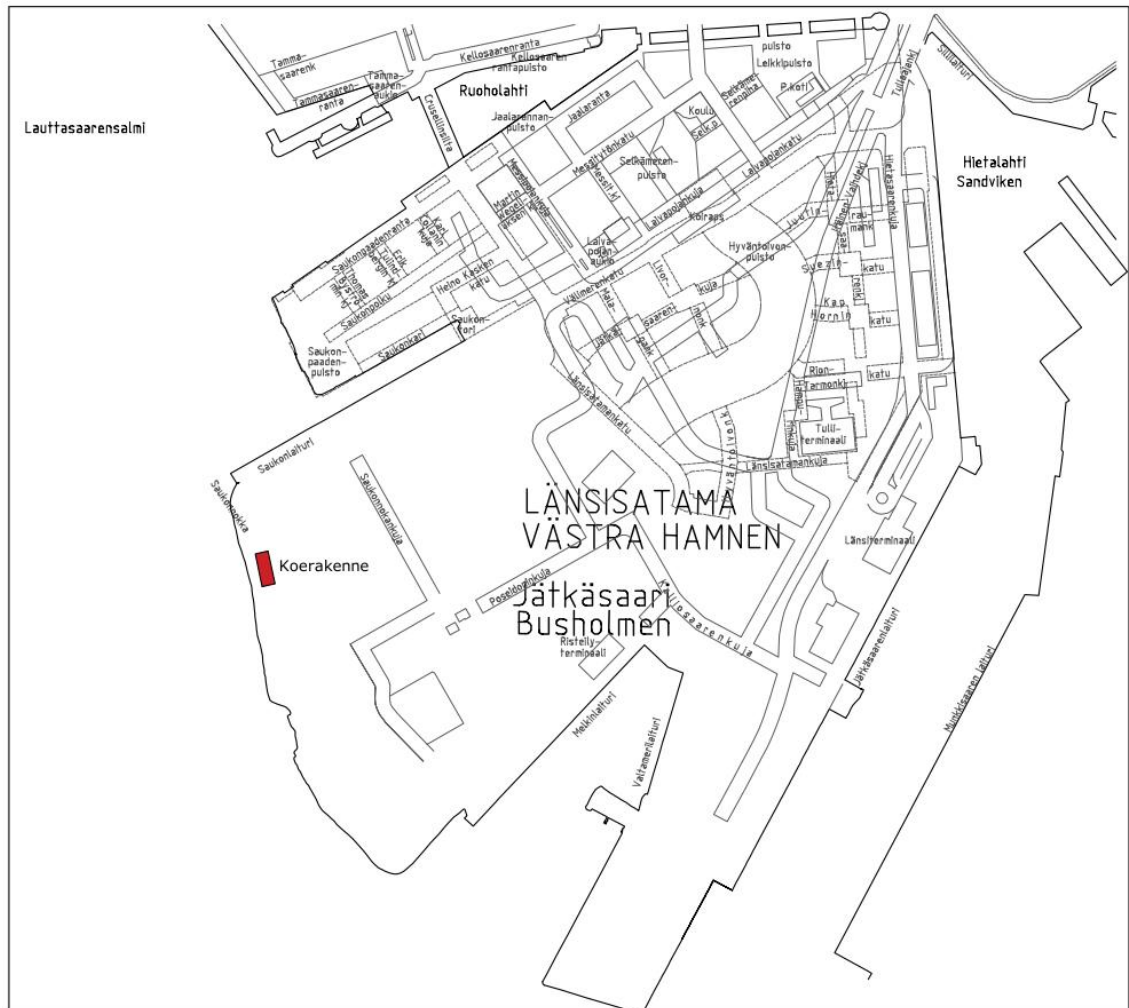
Pudotustiivistyksestä aiheutuu ympäristöön säteittäin leviävää matalataajuista tärinää, joka voi vaurioittaa lähialueella sijaitsevia rakenteita. Pudotustiivistyskohteen lähellä sijaitsevista rakenteista tulee tämän takia tehdä tärinämittauksia. Rakennetuilla alueilla voidaan joutua käyttämään tavanomaista pienempää tiivistysenergiaa, jolloin tärinät jäävät vähäisemmiksi, mutta samalla tiivistyksen syvyysvaikutus jää pienemmäksi. Tärinän vaimentamiseen voidaan käyttää seinämäisiä tärinänvaimennusrakenteita. Myös avo-ojituksella voidaan vähentää tärinän leviämistä jonkin verran. (Havukainen 2014, 147.)

Tärinän lisäksi pudotustiivistystyöstä aiheutuu ympäristöön melua ja pudotusten yhteydessä lähiympäristöön voi myös sinkoutua kiviä. Tiivistyksestä aiheutuvat pölyhaitat eivät yleensä ole merkittäviä. (Havukainen 2014, 147.)

4 BETONIMURSKEEN PUDOTUSTIIVISTYSKOE JÄTKÄSAARESSA

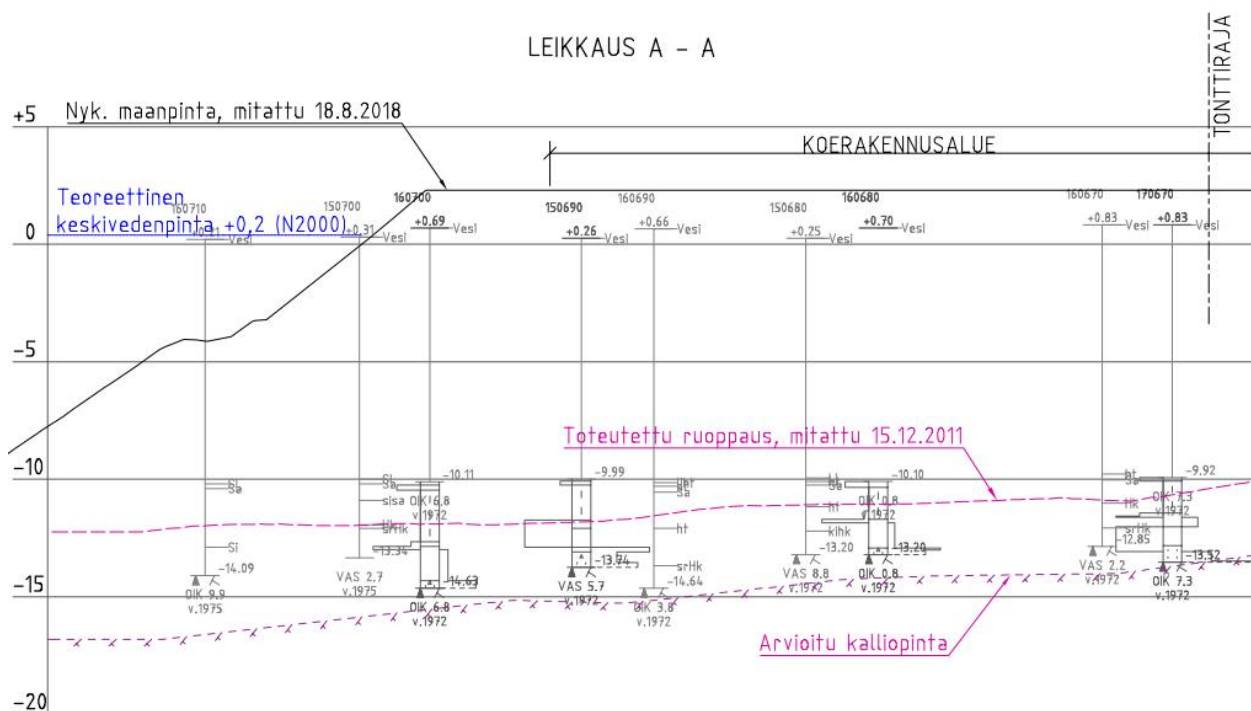
4.1 Koealueen sijainti ja pohjasuhteet

Koerakenne toteutettiin Helsingin Jätkäsaaren eteläosassa sijaitsevaan Tritoninpuistoon, joka on 2010-luvulla tunnelilouheella rakennettua meritäyttöaluetta. Kuvassa 3 on esitetty punaisella värillä koerakenteen sijainti. Tiivistyskokeen toteuttamista varten tehty suunnitelma on laadittu tasokoordinaatistossa ETRS-GK25 ja korkeusjärjestelmässä N2000.



Kuva 3. Koerakennuskohteen sijainti Jätkäsaarella. (Helsingin kaupunki 2018, muokattu).

Maaperä koerakennusalueella on rakennettua louhetäyttöä. Koerakenne sijoittuu meren läheisyyteen n. 12 m päähän nykyisen louhetäyttöpenkereen rantaluiskan yläreunasta. Aiemmin louhetäyttöpenkereen kohdalla, meren pohjassa, ollut savikerros on ruopattu pois ennen louhetäytön rakentamista. Ruoppaus on tehty tasolle n. -11, johon myös louhetäyttökerroksen oletetaan ulottuvan. Täyttökerroksen paksuus on n. 13 m. Maaperä toteutetun louhetäytön alla on näytetietojen perusteella siltistä, soraista tai kivistä hiekkaa. Kuvan 4 poikkileikkauksessa on esitetty pohjasuhteet koerakenteen kohdalla.



Kuva 4. Poikkileikkaus koerakennusalueelta. (Ramboll 2018b, muokattu).

Pohjaveden pinnan taso vaihtelee koerakenteen kohdalla meriveden pinnan tason vaihtelun mukaisesti. Teoreettinen keskiveden korkeus on Helsingissä vuonna 2019 tasolla n. +0,2 N2000 korkeusjärjestelmässä (Ilmatieteenlaitos 2019).

4.2 Pudotustiivistyksen suunnittelu

Ennen koerakenteen rakentamista olemassa oleva louhepenger oli suunniteltu tiivistettäväksi pudotustiivistämällä, jotta koerakenteen alapuolelle ja ympärille jäävään louhetäyttöön ei aiheutuisi tiivistyskokeen aikana painumia tai sivusiirtymiä, jotka vaikuttaisivat merkittävästi betonimurskeen tiivistyskokeen mittaustuloksiin. Louhetäytön tiivistys oli

suunniteltu toteutettavaksi n. 2000 m² alueella suunnitellun koerakenteen kohdalla, joloin tiivistetty alue ulottuisi pohjois- ja länsiosassa n. 5...7 m etäisyydelle ja itäosassa n. 2,5 m etäisyydelle koerakenteen kaivannon luiskien yläreunasta.

Olemassa olevan louhetäyttöpenkereen paksuus koerakennusalueella on n. 13 m. Tiivistys oli suunniteltu tehtäväksi kahdessa vaiheessa, koska yli 10 m paksujen maakerosten tiivistämisessä on suositeltavaa käyttää kaksivaiheista tiivistämistä.

Kappaleessa 3.3.2 taulukossa 6 on esitetty maalajista riippuva tarvittavan tiivistysenergian määrä eri maalajeille. Kohteessa olevalle louhetäytölle tarvittavan tiivistysenergian voidaan arvioida tämän perusteella olevan n. 200...250 kJ/m³.

Primääritiivistys suunniteltiin tehtäväksi massaltaan 20 tonnia painavalla pudotusjärkeleellä 15 m pudotuskorkeudesta. Pudotukset suunniteltiin tehtäväksi 5 m x 5 m pudotusruudukkoon. Pudotuskierroksia suunniteltiin tehtäväksi 4 ja pudotuksia kahdella ensimmäisellä kierroksella 4 kappaletta ja kahdella viimeisellä kierroksella kolme. Pudotukset suunniteltiin tehtäväksi joka toisella kierroksella ruudun keskelle ja joka toisella kierroksella ruudun nurkkaan. (Ramboll 2018c, 4.)

Pudotustiivistysenergia tilavuusyksikköä kohti primääritiivistyksessä on kappaleessa 3.3.2 esitetyn kaavan 2 mukaan laskettuna tällöin 168 kJ/ m³. Pudotustiivistyksen syvyysvaikutus kappaleessa 3.3.1 esitetyn kaavan 1 mukaisesti laskettuna ulottuu 13 m syvyydelle eli koko louhetäytön paksuudelle. Kokeellisena kertoimena tiivistyksen syvyysvaikutuksen laskennassa käytettiin $k=0,75$, joka on louhetäytölle kappaleessa 3.3.1 taulukossa 4 esitetyn mukainen ja jota on käytetty Jätkäsaarella aiemmin tehtyjen louhetäyttöjen pudotustiivistyksessä kertoimena k .

Sekundääritiivistys suunniteltiin tehtäväksi massaltaan 12 tonnia painavalla järkäleellä 10 m korkeudelta 2,5 m x 2,5 m pudotusruudukkoon. Pudotuskierroksia oli suunniteltu tehtäväksi vähintään 4. Pudotuksia oli suunniteltu tehtäväksi 3 jokaisella kierroksella. Joka toisella kierroksella pudotukset oli suunniteltu tehtäväksi pudotusruutujen keskelle ja joka toisella kierroksella ruutujen nurkkiin. (Ramboll 2018c, 5)

Pudotustiivistysenergia sekundääritiivistyksessä kappaleessa 3.3.2 esitetyn kaavan 2 mukaan laskettuna on tällöin n. 230 kJ/ m³. Pudotustiivistyksen syvyysvaikutus ulottuu 8 m syvyydelle kappaleessa 3.3.1 esitetyn kaavan 1 mukaisesti laskettuna. Kokeellisena kertoimena tiivistyksen syvyysvaikutuksen laskennassa käytettiin $k=0,75$, joka vastaa louhetäytölle esitettyä kerrointa (kappale 3.3.1, taulukko 4).

Louhetäytön tiivistyksessä oli kahden viimeisen pudotuksen yhteispainumalle esitetty enimmäispainumaksi 200 mm primääritiivistyksessä ja 100 mm sekundääritiivistyksessä (Ramboll 2018c, 4 - 5). Koerakenteeseen sijoitetuille louhe- ja betonimursketäyttöille oli kahden viimeisen pudotuksen yhteispainumalle esitetty sallituksi enimmäispainumaksi 100 mm (Ramboll 2018d, 5).

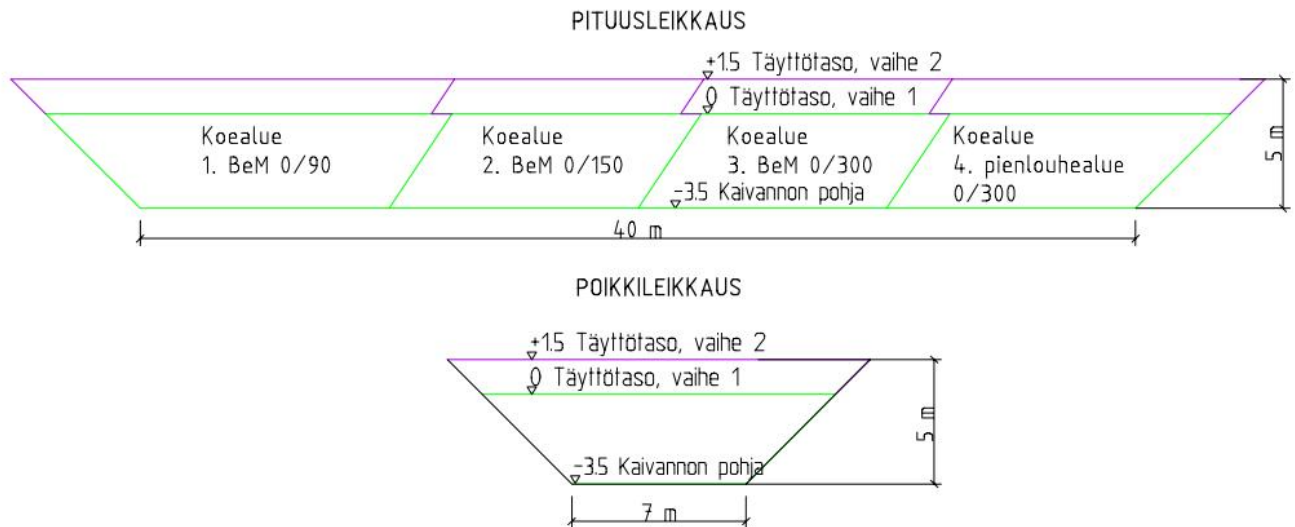
Koerakenteeseen sijoitettujen louhe- ja betonimursketäyttöjen pudotustiivistys suunniteltiin tehtäväksi kuten louhetäytön sekundääritiivistys. Suunniteltu tiivistysenergia oli 230 kJ/m³. Tiivistyksen syvyysvaikutus esitettiin ulotettavaksi 8 m syvyydelle täyttöön eli 3 m koerakenteen pohjan alapuolelle (Ramboll 2018d, 4). Tiivistyksen suunnittelussa käytetyt lähtötiedot ja tiivistysenergia tilavuusyksikköä kohti on esitetty taulukossa 7.

Taulukko 7. Louhetäytön pudotustiivistyksen suunnittelussa käytetyt lähtötiedot ja tiivistyksen kokonaisenergia tilavuusyksikköä kohti (Ramboll 2018c, 4 - 5).

Lähtötieto	1 vaihe, primääritiivistys	2 vaihe, sekundääritiivistys
Järkäleen paino [tn]	20	12
Pudotuskorkeus [m]	15	10
Täyttökerroksen paksuus [m]	13	13
Kokeellinen kerroin k [-]	0,75	0,75
Pudotuskierrosten lukumäärä [kpl]	4	4
Pudotusten lukumäärä kierroksella [kpl / piste]	4/3	3
Pudotusruudun sivumitta [m]	5	2,5
Pudotusruudun ala [m ³]	25	6,25
Tiivistysenergia [kJ/ m ³]	168	230

4.3 Koerakenteen mitat ja täyttömateriaalit

Koerakenne toteutettiin kaivamalla olemassa olevaan tiivistettyyn louhetäyttöön n. 5 m syvä allas, jonka pohjan suunniteltu pituus oli 40 m ja leveys 7 m. Koerakenne koostui neljästä alueesta, joista kolmessa täyttömateriaalina käytettiin kolmea raekooltaan erikokoista betonimursketta # 0/90, # 0/150 ja # 0/300 ja yhdessä pienlouhetta # 0/300. Altaaseen sijoitettu täyttö oli suunniteltu ulottuvaksi n. 3,5 m pohjavedenpinnan tason alapuolelle (tasolle -3,5). Koerakenteen mitat ja eri koealueille sijoitetut täyttömateriaalit on esitetty kuvassa 5.



Kuva 5. Koerakenteen pohjan mitat ja eri koalueet (Ramboll 2018e, muokattu).

Koerakenteeseen sijoitettavan betonimurskeen toimitti Rudus Oy. Betonimurske # 0/90 on valmis tuote, betonimurskeet # 0/150 ja # 0/300 valmistettiin tätä koerakennushanketta varten. Kaikki koerakenteessa käytetyt betonimurskeet oli valmistettu samasta syötteestä. Betonimurske # 0/90 ja # 0/150 oli valmistettu murskaamalla ja betonimurske # 0/300 pulveroimalla (Heinonen 2019). Betonimurskeet täyttivät valtioneuvoston asetuksessa 843/2017 Valtioneuvoston asetus eräiden jätteiden hyödyntämisestä maarakentamisessa (MARA-asetus) esitetyt vaatimukset (SGSa 2019, SGSb 2019) lukuunottamatta rakeisuutta materiaaleilla #0/150 ja #0/300.

Koerakennuskohde on toteutettu Helsingin kaupungin ympäristökeskuksen myöntämällä ympäristöluvalla.

4.4 Instrumentointi

4.4.1 Koerakentamiskohteessa tehdyt mittaukset ja muut havainnot

Betonimurskeen tiivistyskokeessa mitattiin täytön ja täytön alapuolisen kerroksen pudotustiivistyksen aikaista ja pitkäaikaista painumaa täyttöön asennettuja painumalevyjä ja painumaletkuja mittaamalla. Betonimurskeen puristuslujuutta sekä pudotustiivistyksen vaikutusta materiaalin raekokoon ja tilavuuspainoon selvitettiin materiaalista otettujen näytteiden laboratoriotutkimuksin. Täytön pinnan painumaa seurattiin myös mittaamalla täytön pinnan tasoa ennen tiivistystyötä, tiivistystyön jälkeen ja koerakenteen päälle rakennetun esikuormituspenkereen rakentamisen jälkeen.

Pudotustiivistystyön aikana mitattiin lisäksi pudotusjärkälleen hidastuvuutta sen osuessa täyttöön. Hidastuvuusmittaukset tehtiin pudotusjärkälleen kiinnitetyllä kiihtyvyyssanturilla. Mittausten perusteella voitiin määrittää täytön dynaaminen kokoonpuristuvuusmoduuli. Dynaamisen muodonmuutosmoduulin määrittäminen hidastuvuusmittauksiin perustuen on esitetty kappaleessa 5.1.2.

Koerakenne sijoittui lähelle nykyistä meritäyttöalueen rantaluiskaa. Rantaluiskan sivusiirtymiä mitattiin ennen pudotustiivistystä ja tiivistyksen jälkeen, jotta pudotustiivistyksestä mahdollisesti aiheutuvien rantaluiskan sivusiirtymien vaikutus tiivistyskokeen aikana saataviin mittaustuloksiin voitaisiin huomioida.

Koerakenteesta tehtyjen mittausten lisäksi pudotustiivistyksen soveltuvuutta betonimurskeen tiivistämiseen selvitettiin seuraamalla pudotustiivistystä silmämääräisesti tiivistystyön aikana. Taulukossa 8 on esitetty koerakennuskohteessa käytetyt mittaussmenetelmät.

Betonimursketäytöstä aiheutuvia ympäristövaikutuksia selvitettiin erillisenä kokonaisuutena koerakentamishankkeen yhteydessä analysoimalla koerakenteeseen ja sen läheisyyteen asennetuista pohjavesiputkista otettuja pohjavesinäytteitä sekä merivedestä otettuja pintavesinäytteitä. Ympäristövaikutuksista on laadittu erillinen raportti.

Taulukko 8. Koerakennuskohteessa käytetyt mittaussmenetelmät.

Mitattu ominaisuus	Mittaussmenetelmä
Koerakenteen pohjan painuma ja täytön kokoonpuristuma	Tangolliset painumalevyt 3 eri tasolla koerakenteessa Painumalevyt ilman tankoa koerakenteen pohjalla Painumaletkut koerakenteen pohjalla
Materiaalin rakeisuus	Näytteenotto ja laboratoriotutkimukset - Koerakenteen täyttövaiheessa - Ennen pudotustiivistystä tehdyistä koekuopista - Pudotustiivistyksen jälkeen tehdyistä koekuopista
Materiaalin puristuslujuus	Näytteenotto ja laboratoriokokeet täyttövaiheessa
Materiaalin tilavuuspaino	Koekuopista kaivetun materiaalin punnitus ja koekuoppien tilavuuden mittauss laserskannaamalla / takymetrillä
Koerakenteen yläpinnan tason muutokset	Laserskannaus
Pudotusjärkälleen hidastuvuus	Pudotusjärkälleen kiinnitetty kiihtyvyyssanturi
Olemassa olevan louhepenkereen siirtymämittaukset	Rantaluiskan monikeilaluotaukset Rantaluiskan yläreunaan asennetut siirtymätangot Inklinometriputket
Ympäristövaikutukset	Näytteenotto pohjavesiputkista ja merivedestä

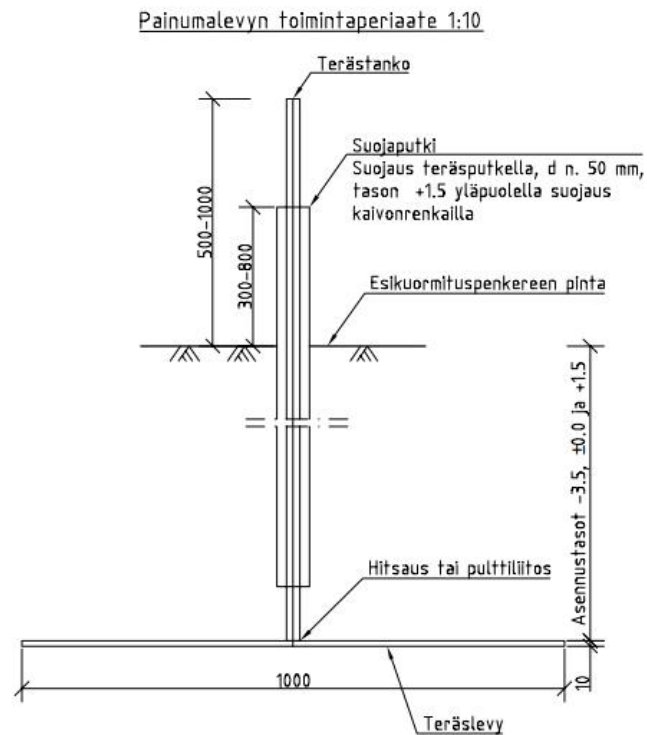
4.4.2 Täytön painumamittaus

Täytön pudotustiivistystyön aikaisen ja pitkäaikaisen painuman seuranta toteutettiin koerakenteeseen asennettujen tangollisten painumalevyjen tankojen päitä mittaamalla.

Koerakenteessa käytettiin painumalevyinä teräksisiä, normaalia suurempia tätä tiivistyskoetta varten rakennettuja, painumalevyjä. Painumalevyt olivat kooltaan 1 m x 1 m. Painumalevyjen tangot suojattiin teräspankilla. Kuvassa 6 on esitetty tiivistyskokeessa käytettyjen painumalevyjen rakenne.

Jokaiselle koealueelle oli suunniteltu asennettavaksi kolme painumalevyä kolmelle eri tasolle: täytön alapinnan tasoon tasolle n. -3,5, pohjavedenpinnan tasoon tasolle n. +0,0...+0,2 ja täytön yläpinnan tasoon tasolle n. +1,5. Kuvassa 7 on esitetty täytön yläpinnan tasolle asennettava painumalevy ennen sen asentamista kaivantoon.

Lisäksi kaivannon pohjalle oli esitetty asennettavaksi kullekin koealueelle yksi painumalevy ilman tankoa siltä varalta, että tangolliset painumalevyt vaurioituisivat koerakenteen täytön tai pudotustiivistyksen yhteydessä eikä niistä saataisi mitattua painumia luotettavasti.



Kuva 6. Painumalevyn rakenne (Ramboll 2018f).

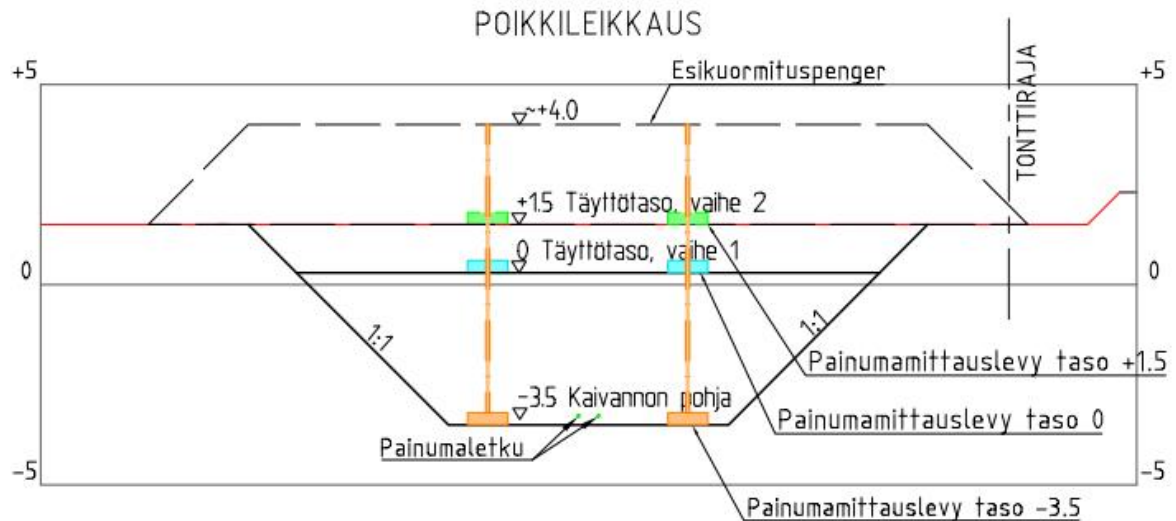


Kuva 7. Painumalevy ennen kaivantoon asentamista (Kuva: Anttila 15.3.2019).

Painumamittauksia oli suunniteltu tehtäväksi pudotustiivistyksen aikana koerakenteen alapinnan tasolle ja pohjavedenpinnan tasolle asennetuista painumalevyistä. Täytön yläpinnan tasoon asennettavat painumalevyt oli suunniteltu asennettavaksi pudotustiivistyksen jälkeen, ennen täytön päälle rakennettavan esikuormituspenkereen rakentamista ja niiden seurantamittaukset oli suunniteltu aloitettavaksi pudotustiivistyksen jälkeen.

Painumalevyistä tehtävien mittausten perusteella oli tarkoitus selvittää tiivistystyön aikaista painumaa pohjavedenpinnan alapuolella sijaitsevan täytön osuudelta sekä täytön pitkäaikaispainumaa koko täytön osuudelta. Kaivannon pohjalle asennettujen painumalevyjen mittaustulosten perusteella voitiin huomioida koerakenteen alle jäävän louhetäytön painuman vaikutus mittaustuloksiin.

Koerakenteen täytön alle sijoittuvan louhetäytön painuman seuraamista varten koerakenteen pohjalle oli esitetty asennettavaksi painumalevyjen lisäksi kaksi painumaletkua. Letkut oli esitetty sijoitettavaksi koerakenteen pituussuunnassa kaivannon keskilinjalle. Painumaletkujen ympärille oli suojarakenteeksi esitetty kaivannon pohjan osuudelle teräksiset suojaputket ja kaivannon luiskissa muoviputket. Painumaletkujen suojaputket koottiin 6 m pitkistä teräsputkista, jotka kiinnitettiin kierrelliitoksella toisiinsa. Teräsputken ja muoviputken liitoskohdassa muovinen suojaputki suunniteltiin ulotettavaksi 2 m matkalla teräsputken päälle, jotta koerakenteen pohjan mahdollisesti painuessa, suojaputki pysyisi koko osuudella painumaletkun ympärillä. Painumaletkujen ympärille oli esitetty asennettavaksi 500 mm paksu suojetäyttö betonimurskeesta # 0/90 koko koerakenteen alueelle. Kuvassa 8 on esitetty painumalevyjen ja painumaletkujen asennusperiaate.



Kuva 8. Painumalevyjen ja -letkujen asennusperiaate (Ramboll 2018g).

4.4.3 Näytteenotto, koekuopat ja laboratoriotutkimukset

Täyttömateriaalista oli esitetty otettavaksi näytteitä materiaalin puristuslujuuden, MARA-kelpoisuuden sekä tiivistystyöstä aiheutuvan rakeisuuden ja tilavuuspainon muutoksen selvittämiseksi. Näytteitä oli esitetty otettavaksi rakeisuustutkimuksia varten täyttötöön yhteydessä betonimurskeista 3 kappaletta / täyttömateriaali ja puristuslujuustutkimuksia ja MARA-kokeita varten 1 kappale / täyttömateriaali. Lisäksi näytteitä oli esitetty otettavaksi ennen pudotustiivistystä ja tiivistyksen jälkeen tehtävistä koekuopista 1 kappale / täyttömateriaali rakeisuusmäärittäystä varten. Betonimurskeen puristuslujuustutkimukset oli esitetty tehtäväksi PANK 9003 mukaan. (Ramboll 2018h)

Pudotustiivistyksen vaikutusta materiaalin tilavuuspainoon oli esitetty selvittettäväksi mittaamalla koekuoppien tilavuus laserskannerilla ja punnitsemalla koekuopista kaivettu materiaali.

4.4.4 Siirtymämittaukset ja rantaluiskan luotaus

Louhetäytön sivusiirtymiä koerakenteen ja meren välissä oli suunniteltu mitattavaksi koerakenteen viereen, n. 5 m etäisyydelle koerakenteesta asennettavia inklinometriputkia mittaamalla. Inklinometriputket oli suunniteltu asennettavaksi ennen koerakenteen rakentamista tiivistetylle alueelle. Koerakenteen viereen oli esitetty asennettavaksi kolme

inklinometriputkea; yksi automaattinen inklinometriputki ja kaksi manuaalisesti mitattavaa inklinometriputkea. Inklinometriputket porattiin alapäistään kallioon. Manuaalisten inklinometriputkien mittauksista vastasi Helsingin kaupungin rakennuttamispalvelut (Stara) ja automaatti-inklinometriputken mittauksista vastasi FinMeas Oy. Manuaalisista inklinometriputkista oli esitetty tehtäväksi mittaukset 3 kertaa ennen koerakenteen kaivutöiden aloittamista, 2 kertaa pudotustiivistyksen aikana sekä 2 kertaa pudotustiivistyksen jälkeisen vuoden aikana. Automaatti-inklinometriputkeen asennettu mittalaite tallensi mittaustietoa 4 tunnin välein. Kuvassa 9 on esitetty automaatti-inklinometriputki sekä mittalaitteen keskusyksikkö.



Kuva 9. Kaivonrenkaalla suojattu automaatti-inklinometriputki sekä mittalaitteen keskusyksikkö (Kuva: Forsman 15.2.2019).

Rantaluiskan sivusiirtymiä oli suunniteltu seurattavaksi inklinometriputkien mittauksen lisäksi luotaamalla rantaluiska meren puolelta ennen pudotustiivistystä ja tiivistyksen jälkeen. Luotaus oli esitetty toteutettavaksi monikeilaluotauksena. Luotaukset toteutti Mericon Oy. Luiskan sivusiirtymiä oli esitetty seurattavaksi myös luiskan yläreunaan luiskan suuntaisesti asennettujen 13 teräksisen poratangon yläpäiden sijaintia mittaamalla sekä

seuraamalla tankojen liikettä silmämääräisesti. Tangot oli esitetty asennettavaksi viiden metrin etäisyydelle toisistaan. Tankoina käytettiin poratankoja, jotka porattiin louhetäyttöön ja suojattiin betonirenkailla. Kuvassa 10 on esitetty luiskän yläreunaan asennetut siirtymäseurantatangot.



Kuva 10. Rantaluiskän yläreunaan asennetut siirtymäseurantatangot (Kuva: Anttila 12.6.2019).

4.5 Pudotustiivistyskoe

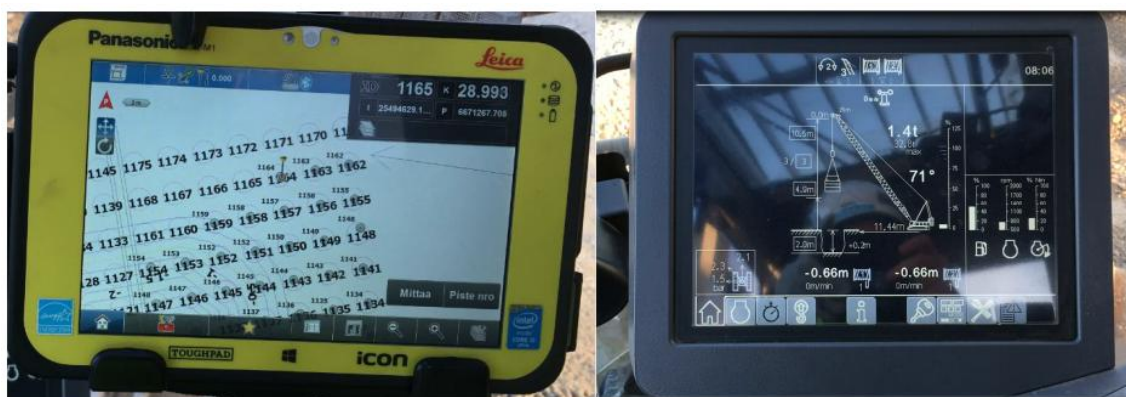
4.5.1 Alustavat työt

Ennen koerakenteen rakentamista koealueella sijainneet täyttöpänkereet kuljetettiin pois ja alueen pinta tasoitettiin koerakenteen kohdalla tasolle +1,5...+1,6.

Rantaluiskän sivusiirtymien seuranta varten luiskän asennettiin 13 siirtymämittaustankoa suunnitelman mukaisesti.

Pudotustiivistysten aiheuttamien luiskun siirtymien havaitsemiseksi tehtiin koerakenteen kohdalla meren pohjan ja rantaluiskun monikeilaluotaus ennen koerakentamisen aloittamista 28.11.2018. Toinen luotaus toteutettiin tiivistyskokeen jälkeen 29.4.2019.

Ennen tiivistyskoetta tehtiin louhepenkereen pudotustiivistys koerakennusalueella. Primääritiivistys tehtiin 29.-30.11.2019 ja sekundääritiivistys 1.-2.12.2019. Louhepenkereen pudotustiivistyksessä sekä tiivistyskokeessa käytettiin kalustona tela-alustaista Liebherr HS 8130 HD-ristikkopuominosturia, jossa oli gps-paikannusjärjestelmä. Nosturin laitteistoon tallennettiin ennen tiivistystä suunniteltu pudotuskorkeus, pudotuspisteiden suunnitellut sijainnit koordinaatteina sekä yhteen pisteeseen tehtävien pudotusten lukumäärä. Nosturissa oli automaattinen tallennusjärjestelmä, joka rekisteröi järkäleen aseman ennen pudotussarjan aloitusta ja jokaisen pudotuksen jälkeen. Pudotustiivistyksen laatua valvottiin seuraamalla pudotusjärkäleen painumista täyttöön. Mittaus toteutettiin pudotustiivistyksessä käytetyssä ristikkopuominosturissa olevilla mittalaitteilla. Kuva 11 on esitetty ristikkopuominosturin ohjaamossa sijaitsevat näytöt, joissa on esitetty pudotuspisteiden suunnitellut sijainnit ja tiedot toteutetusta pudotuksesta.



Kuva 11. Suunnitellut pudotuspisteiden sijainnit ja pudotuksen toteumatiedot nosturin ohjaamossa sijaitsevilla näytöillä (Kuva: Anttila 5.4.2019).

Louhepenkereen pudotustiivistyksessä käytettiin massaltaan painavampia pudotusjärkäleitä kuin suunnitelmissa oli esitetty. Järkäleen massan ollessa suurempi, pudotuskorkeutta voitiin madaltaa tiivistyksen vaikutussyvyyden pienentymättä ja tiivistysenergian vähentymättä. Primääritiivistys tehtiin halkaisijaltaan 2,5 m ja massaltaan 25 tn järkäleellä 12 m korkeudelta. Sekundääritiivistys tehtiin halkaisijaltaan 1,7 m ja massaltaan 17 tonnia painavalla järkäleellä 7,5 m korkeudelta.

Primääritiivistyksessä muutamassa pudotuspisteessä tehtiin suunnitellun neljännen pudotuskierroksen jälkeen vielä yksi pudotuskierros, jotta saavutettiin suunnitelmissa esitetty kahden viimeisen pudotuksen yhteispainumalle vaadittu painumakriteeri 200 mm. Sekundääritiivistyksessä saavutettiin kahden viimeisen pudotuksen yhteispainumalle esitetty 100 mm enimmäispainuma suunnitellusti 4. pudotuskierroksen jälkeen.

Louhetäytön tiivistyksen jälkeen koerakenteen länsipuolelle, rakenteen ja meren väliselle pudotustiivistetylle alueelle, asennettiin inklinometriputket. Keskimmäiseksi asennettiin automaatti-inklinometri ja sen etelä- ja pohjoispuolelle manuaalisesti mitattavat inklinometriputket.

Betonimursketäytön ympäristövaikutusten seurantaan varten asennettiin inklinometriputkien asentamisen yhteydessä kaksi pohjavesiputkea suunnitellun koerakenteen itä- ja länsipuolelle. Pohjavesiputkien sijainnit sekä putkista otetuista vesinäytteistä tehtyjen tutkimusten tulokset on esitetty erillisessä raportissa.

4.5.2 Koerakenteen kaivutyöt

Koerakenteen altaan kaivutyöt tehtiin tammi-maaliskuussa 2019. Altaan kaivu toteutettiin kahdessa vaiheessa, ensin pohjavedenpinnan tasolle ja tämän jälkeen lopulliseen kaivussyvyyteen tasolle -3,5. Kuvassa 12 on esitetty kaivanto, kun kaivutyö on edennyt pohjaveden pinnan tasolle. Kaivutyötä hidastivat louhetäytössä esiintyneet suuret lohkarieet sekä kaivumassan vetisyys pohjaveden pinnan alapuolelta kaivettaessa. Kaivumassan vetisyydestä johtuen kaivumassa oli läjitettävä alueelle ennen poiskuljetusta. Kaivannon pohjan tasausta vaikeuttivat lisäksi koerakenteen itäosassa kaivannon pohjan tasolla sijainneet suuret lohkarieet.

Suunnitelmissa oli esitetty kaivannon pohja kiilattavaksi ja tasattavaksi betonimurskeella # 0/90. Kaivutyötä tehneen urakoitsijan mukaan betonimurske lujittui nopeasti kaivannon pohjalle siten, että materiaalin levittäminen kaivannon pohjalle ei onnistunut ja tämän takia betonimurskeen sijasta kaivannon pohjan tasauksessa käytettiin materiaalina mursketta # 0/90. Betonimurskeen lujittumista kaivannon pohjalle ei ole todennettu koekappalein tai muilla tavoin.



Kuva 12. Koerakenteen altaan kaivanto (Kuva: Anttila 11.1.2019).

Kun kaivutyö oli tehty, kaivannon pohja ja luiskat pohjavedenpinnan alapuoliselta osuudelta luodattiin. Luotaus toteutettiin monikeilaluotauksena luotausveneellä. Luotaimena käytettiin korkeataajuusluotainta. Luotauksen yhteydessä mitattiin myös altaan luiskien yläreunat. Kuvassa 13 on esitetty luotausvene luotaamassa allasta.

Luotauksen perusteella kaivanto osoittautui suunniteltua laajemmaksi. Suunniteltu kaivannon pohjan leveys oli 7 m ja toteutunut leveys kaivannon eteläosassa leveimmillään n. 20 m. Toteutunut pohjan taso oli kauttaaltaan n. 0,5 m suunniteltua pohjan tasoa ylempanä. Kaivannon pohja oli epätasainen ja kaivannon pohja sijoittui noin 5 metriä suunniteltua sijaintia pohjoisemmaksi.

Suunnitelmat revisioitiin toteutuneen tilanteen mukaiseksi. Koerakenteen sijainti siirrettiin 5 m pohjoisemmaksi, jolloin koerakenteen pohja sijoittui tasaiselle alueelle. Koerakenteen pohjan tason todettiin voivan olla toteutuneella kaivutasolla, joten suunnitelmiin muutettiin pohjan taso toteutuneen kaivutason mukaiseksi.



Kuva 13. Kaivannon pohjan monikeilaluotaus. (Kuva: Anttila 20.2.2019).

Luotauksen jälkeen kaivantoa kuitenkin syvennettiin ja kaivannon pohja ja luiskat luodattiin uudelleen. Syventämisen jälkeen kaivannon pohja oli pääosin alkuperäisen suunnitelman mukaisella tasolla n. -3,5.

Kaivanto ulottui pohjois- ja itäosassa vieressä sijaitsevien tonttien puolelle. Betonimurskeen sijoittaminen tonttien alueelle ei ollut mahdollista, joten kaivannon liikakaivun alueelle tehtiin täyttö pienlouheella # 0/300 ennen betonimursketäytön tekemistä. Kaivutyössä ei ollut käytettävissä alkuperäisen suunnitelman mukaista koneohjauksella varustettua kaivinkonetta, jonka avulla koerakenteen kaivannon pohja olisi mahdollisesti saatu toteutettua helpommin suunnitelman mukaiseen sijaintiin ja korkoon.

Kaivutöiden päätyttyä kaivannon pohjalle asennettiin 12 painumalevyä, joista kahdeksan oli tangollisia ja neljässä ei ollut tankoa. Lisäksi pohjalle asennettiin kaksi painumaletkua. Painumaletkujen ja tangollisten painumalevyjen asentamisessa kaivannon pohjalle käytettiin samaa gps-paikannuksella varustettua ristikkopuominosturia kuin pudotustiivistystyössä. Tangolliset painumalevyt asennettiin paikoilleen tankojen päissä olleiden ripus-

tuslenkkien avulla ja painumaletkut suojaputkineen nostettiin paikoilleen nosturiin kiinnitettyjen ripustusköysien avulla. Painumalevyt, joissa ei ollut tankoa, asennettiin paikoilleen sukeltaen.

Mittalaitteiden sijoittamista kaivannon pohjalle suunnitelluille paikoille vaikeutti pohjan epätasaisuus ja mittalaitteiden sijoittuminen pohjavedenpinnan alapuolelle, jolloin huono näkyvyys vaikeutti asentamista. Painumamittauslaitteiden lopullista sijaintia ja asettamista tiiviisti kaivannon pohjalle oli tästä johtuen vaikea varmistaa. Kuvassa 14 on esitetty kaivannon pohjalle asennettujen painumalevyjen tangot. Osa tangoista on vinossa, koska kaivannon pohjan epätasaisuudesta johtuen painumalevyt eivät ole vaakasuorassa kaivannon pohjalla. Etualalla kuvassa näkyvät kaivannon pohjalle asennettujen painumaletkujen päät.



Kuva 14. Koerakenteen pohjalle asennettujen tangolliset painumalevyjen tangot sekä painumaletkujen päät (Kuva: Anttila 26.2.2019).

Painumalevyjen asennuksen jälkeen havaittiin, että mittalaitteita ei ollut asennettu suunnitelmarevisiossa esitettyjen sijaintien mukaan vaan alkuperäisen suunnitelman mukaisiin sijainteihin n. 5 metriä revisiokuvien mukaista sijaintia etelämpään, jolloin koealueella 4 (louhe # 0/300) kaivannon pohjalle asennettu painumalevy (ilman tankoa) sijoittui kaivannon luiskaan. Muut painumalevyt sijoituivat kaivannon pohjalle, joten tällä ei arvioitu olevan merkittävää vaikutusta tiivistyskokeen painumamittaustuloksiin.

Painumaletkujen asentamisen jälkeen havaittiin, että letkut risteävät toisensa kaivannon pohjalla. Toinen painumaletku oli myös vaurioitunut asentamisen yhteydessä eikä siitä saatu tehtyä mittauksia.

4.5.3 Koerakenteen täyttötööt

Koerakenteen täyttö tehtiin kahdessa vaiheessa. Ensimmäisessä vaiheessa täyttö oli suunniteltu tehtäväksi pohjavedenpinnan tasolle. Täyttötööt aloitettiin kaivannon eteläosasta, koealueelta 4, jossa täyttö tehtiin louheella # 0/300. Täyttötöön aikana tangolliset painumalevyt painettiin kaivinkoneen kauhalla tiiviisti kaivannon pohjaan ja täyttö tehtiin tankojen ympärille tukemaan tankoja ja estämään niiden liikettä täyttötöön aikana. Toteutunut ensimmäisen vaiheen täyttötaso oli suunniteltua ylempänä. Tarkoituksena oli toteuttaa täyttö pohjavedenpinnan tasolle (arviolta tason 0 lähelle). Toteutunut 1-vaiheen täyttötaso oli n. +0,9...+1, koska täyttöä tehtäessä pohjavedenpinnan taso vaihteli paljon. Kuvassa 15 on esitetty louhetäyttö pohjavedenpinnan yläpuolelle tasolle +0,9...+1.

Kun täyttö oli tehty koealueella 4 (louhe # 0/300) ensimmäiselle täyttötasolle, tehtiin täyttötöitä betonimurskeella eri koealueilla samanaikaisesti. Kuvassa 16 betonimurskeen # 0/90 täyttötö on juuri alkanut koealueella 1.



Kuva 15. Louhetäyttöalueen pinta ensimmäisellä täyttötasolla +0,9...+1 (Kuva: Anttila 7.3.2019).



Kuva 16. Betonimurskeen # 0/90 täyttötyö käynnissä koealueella 1 (Kuva: Anttila 7.3.2019).

Ensimmäisen vaiheen täyttötasolle n.+0,9...+1 asennettiin kullekin koealueelle 3 tangollista painumalevyä. Vesi altaassa nousi toisinaan työn aikana ensimmäisen täyttövaiheen täyttötason yläpuolelle täytön päälle. Kuvassa 17 on esitetty tasolle n. +0,9...+1 asennettu tangollinen painumalevy sekä kaivannon pohjalle asennetun painumalevyn tanko koealueella 3 (BeM # 0/300). Kuvassa näkyvä vesi on pohjavettä, jonka pinta on kuvaushetkellä ollut 1-vaiheen täyttötason yläpuolella. Alueen pohjavesi on louhetäyttöjen kautta yhteydessä mereen ja vesipinta seuraa meren pinnan tasoa.



Kuva 17. Tasolle +0,9...+1 asennettu painumalevy sekä kaivannon pohjalle asennetun painumalevyn tanko koealueella 3 (BeM # 0/300) (Kuva: Anttila 15.3.2019).

Työ tehtiin kevättalvella, jolloin kaivannossa olleen veden pintaan muodostui toisinaan pakkasella jääkerros. Jää poistettiin kaivannosta ennen täyttötöiden jatkamista. Kuvassa 18 on esitetty jään poistamista koerakennetta varten kaivetussa altaassa. Kuvassa näkyy myös ensimmäisen vaiheen täyttötasolle täytön päälle muodostunut jääkerros.

Täyttötyön aikana havaittiin, että tasolla +0,9...+1 tehty betonimursketäyttö # 0/90 liettyi herkästi kastuessaan vedenpinnan vaihtelun seurauksena. Muilla materiaaleilla ei havaittu vastaavaa liettymistä. Kuvassa 19 on esitetty betonimursketäyttöä # 0/90 kastuneena 1-vaiheen täyttötasolla.



Kuva 18. Jään poistoa koerakenteen kaivannosta (Kuva: Anttila 12.3.2019).



Kuva 19. Liettynyttä betonimursketta # 0/90 tasolla +0,9...+1. (Kuva: 15.3.2019 Anttila 2019).

Painumalevyjen asentamisen jälkeen tehtiin täyttö ympäröivän maanpinnan tasoon eli lopulliseen täyttötasoon. Toteutunut täyttötaso oli +1,5...1,6. Kuvassa 20 on esitetty kaivanto, jossa täyttö on louhetäyttöalueella tehty lopulliseen täyttötasoon eli ympäröivän maanpinnan tasoon.

Täyttötyön yhteydessä havaittiin, että betonimurskeen # 0/300 seassa oli paljon terästä. Lisäksi materiaalin seassa oli hieman puuta ja mm. kokonaisia tiiliä. Kuvassa 21 näkyy täyttökerroksen pinnassa täyttömateriaalin seassa olevia teräksiä.



Kuva 20. Kaivannon täyttö lopulliseen täyttötasoon (Kuva: Anttila 15.3.2019).



Kuva 21. Teräksiä koealueen 3 (BeM # 0/300) pinnassa (Kuva: Anttila 15.3.2019).

Kun täyttö oli tehty lopulliseen täyttötasoon, tehtiin kullekin betonimurskeella täytetylle koealueelle n. 1,5 m syvä koekuoppa, josta kaivettu täyttömateriaali punnittiin. Kuoppien yläreunojen ja pohjan nurkkapisteet mitattiin takymetrillä koekuopan tilavuuden selvittämistä varten. Lisäksi kuopissa olleesta materiaalista otettiin näytteet rakeisuusmäärittäystä varten. Kuvassa 22 on esitetty koekuopasta kaivetun materiaalin kaivamista siirtolavalle punnitusta varten.



Kuva 22. Koekuopan kaivu ja materiaalin punnitus (Kuva: Anttila 15.3.2019).

4.5.4 Koerakenteen pudotustiivistys

Koerakenteeseen sijoitetun täytön pudotustiivistys toteutettiin huhtikuun 2019 alussa. Pudotusjärkäleenä käytettiin metallista lieriön muotoista järkälettä, jonka halkaisija oli 1,7 m. Suunnitelmissa pudotukset oli esitetty tehtäväksi massaltaan 12 tn järkäleellä 10 m

korkeudesta. Tiivistyksessä käytettiin suunniteltua kevyempää massaltaan 11 tonnin järkälettä, joten vastaavasti pudotuskorkeus nostettiin 10,5 metriin. Suunnitelman mukainen tiivistysenergia oli 230 kJ/m^3 . Toteutunut tiivistysenergia oli 222 kJ/m^3 , joten se jäi suunnitelmissa esitettyä pienemmäksi, mutta on louhetäytön tiivistämiseen soveltuva energiamäärä.

Pudotustiivistys tehtiin täytön päälle asennetun 300 mm pudotusalustan päältä. Pudotusalustana käytettiin mursketta # 0/90. Koerakenteen pohjoisosassa tehtiin pudotukset ilman pudotusalustaa koerakenteen luiskaan sijoittuvalla, laajuudeltaan n. 150 m^2 , alueella, jossa täyttömateriaali oli betonimursketta # 0/90. Kuvassa 23 on esitetty tiivistysalue ennen tiivistystä. Edessä näkyy alue, johon ei ole tehty pudotusalustaa.



Kuva 23. Koealue ennen pudotustiivistystä (Kuva: Anttila 3.4.2019).

Pudotukset tehtiin alueelle asennetut mittalaitteet ja pohjavesiputket huomioiden. Pudotukset pohjavesiputkien välittömässä läheisyydessä sijaitseviin pudotusruutuihin jätettiin tekemättä. Kuvassa 24 on esitetty pudotuspainon täytön pintaan muodostamia painumia ensimmäisen pudotuskierroksen jälkeen.



Kuva 24. Pudotusjätkäleen aiheuttamia painumia täytön pinnassa ensimmäisen pudotuskierroksen jälkeen (Kuva: Anttila 4.4.2019).

4.5.5 Hidastuvuusmittaukset

Betonimurskeen pudotustiivistyksen yhteydessä mitattiin pudotusjätkäleen hidastuvuutta sen osuessa täyttöön. Mittaukset tehtiin pudotusjätkäleeseen asennetun kiihtyvyyssanturin avulla. Kuvassa 25 on esitetty kiihtyvyyssanturi pudotusjätkäleeseen kiinnitettynä.



Kuva 25. Pudotusjärkele ja siihen kiinnitetty kiihtyvyysanturi. Järkeleen päällä vasemmalla oleva oranssi rasia ei liity kiihtyvyysanturiin (Kuva: Anttila 4.4.2019).

Mittauksia tehtiin jokaisella pudotuskierroksella kultakin koealueelta kolmesta pudotuspisteestä. Mittaukset oli valittu tehtäväksi pisteistä, jotka sijoituivat mittausten toteuttamisen kannalta riittävän kaukana koerakenteeseen asennettujen painumalevyjen tangoista ja alueelle, jossa koerakenteen täyttöpaksuus oli 5 m. Mittaukset toteutti Kiwa Inspecta. Mittaukset toteutettiin paalujen iskuaaltomittauslaitteistolla (PDA). Mittauksen aikana tiedot pudotusjärkeleeseen kiinnitetystä kiihtyvyysanturista tallentuivat tietokoneelle. Pudotustiivistyksen aikana tuli huomioida kiihtyvyysanturiin kiinnitetyn johdon liikkeet. Kuvassa 26 on esitetty hidastuvuusmittauksen koejärjestely tiivistyskokeen aikana.



Kuva 26. Hidastuvuusmittauksia pudotustiivistystyön yhteydessä (Kuva: Anttila 4.4.2019).

4.5.6 Näytteenotto

Betonimurskeesta otettiin näytteitä rakeisuusmäärittelyä varten täyttötöön yhteydessä sekä ennen pudotustiivistystä ja tiivistyksen jälkeen täyttöön kaivetuista koekuopista.

Kokeessa käytetyt betonimurskeet olivat raekooltaan suuriläpimittaista materiaalia, joten standardinmukainen näytteenotto olisi vaatinut huomattavan suuria näytemääriä ja sertifioitua näytteenottajan. Lisäksi suuriläpimittaisesta materiaalista otettujen näytteiden

edustavuus ei välttämättä ole hyvä, koska yhden kappaleen painoarvo tuloksissa on suuri. Tavoitteena oli saada karkea käsitys materiaalin raekoosta, joten standardinmukaista näytteenottoa ei pidetty välttämättömänä näytteiden säilyttämisen, käsittelyn ja analysoinnin työläyden takia. Riittävän tarkka käsitys materiaalin rakeisuudesta katsottiin saavutettavaksi, kun yhden näytteen koko on 170 kg betonimurskeesta # 0/300, 120 kg betonimurskeesta # 0/150 ja 92 kg betonimurskeesta # 0/90. Kuvassa 27 on esitetty näytteenottoa koerakenteen täyttövaiheessa koealueelle levitetystä betonimurskeesta # 0/300. Näytteenoton, käsittelyn ja säilytyksen työläyden takia näytteenotossa päädyttiin ottamaan vähemmän näytteitä kuin suunnitteluvaiheessa oli esitetty.

Täyttötyön yhteydessä betonimurskeesta # 0/90 otettiin kolme näytettä ja betonimurskeista # 0/150 ja # 0/300 molemmista kaksi näytettä. Näytteet betonimurskeesta # 0/90 otettiin koerakennusalueelle kuljetuista kasoista. Näytteet betonimurskeista # 0/150 ja # 0/300 otettiin alueelle kuljetetusta materiaalista, joka levitettiin maahan tasaiseksi kerrokseksi. Näytteet otettiin eri kuormista.

Kaikissa betonimurskeissa oli silmämääräisesti arvioituna paljon hienoaainesta. Betonimurskeen # 0/300 seassa oli paljon terästä sekä suuria kappaleita, muun muassa kokonaisia tiiliä. Kuvassa 28 on esitetty betonimurskeen # 0/300 seassa olevia suuria kappaleita. Edustavien näytteiden ottaminen etenkin betonimurskeesta # 0/300 oli näytteenottajien mukaan haastavaa.

Puristuslujuustutkimuksia varten otettiin kaivannon täyttövaiheessa yksi näyte kustakin betonimurskelajitteesta. Näytteitä varten materiaali seulottiin koerakennusalueella 31,5 mm seulalla ja toimitettiin laboratoriotutkimuksiin. Laboratoriossa näytteille tehtiin 7 ja 28 vuorokauden puristuslujuustutkimukset (1-aksiaalinen puristuskoe). Laboratoriossa määritettiin myös näytteiden rakeisuudet pesuseulomalla.

Rakeisuusmääritys toteutettiin laboratoriossa seulomalla raekooltaan alle 150 mm materiaali. Kooltaan yli 150 mm kappaleet mitattiin ja punnittiin erikseen.



Kuva 27. Näytteenotto koerakenteen täytön yhteydessä alueelle kuljetetuista kuormista (Kuva: Anttila 12.3.2019).

Näytteiden rakeisuusmääritykset toteutettiin Helsingin kaupungin rakennuttamispalveluiden (Stara) katu- ja maalaboratoriossa ja betonimurskeen puristuslujuustutkimukset Aalto-yliopiston insinööritieteiden korkeakoulussa rakennustekniikan laitoksella.



Kuva 28. Betonimurskeen # 0/300 seassa oleva tiili (Kuva: Anttila 12.3.2019).

Ennen pudotustiivistystä ja tiivistyksen jälkeen kaivettiin koekuopat koealueille, joissa täyttömateriaalina oli käytetty betonimursketta. Tiivistyksen jälkeen osa koekuoppien sijainneista oli merkitty virheellisesti maastoon ja tästä johtuen koealueelle 3 (BeM #0/300) suunniteltu koekuoppa sijoittui todellisuudessa koealueiden 2 (BeM # 0/150) ja 3 (BeM # 0/300) rajalle. Materiaalin punnituksessa ja betonimurskeesta #0/300 otetussa näytteessä oli tämän takia todennäköisesti seassa betonimursketta BeM # 0/150.

Ennen koekuoppien kaivua poistettiin pudotusalueelta koekuopan kohdalta ja koekuopan kaivu aloitettiin täytön yläpinnan tasolta. Kuoppien tilavuus selvitettiin mittaamalla koekuoppien pohjan ja kaivuluiskien yläreunojen nurkkapisteet takymetrillä. Materiaali kaivettiin koekuopista punnitusta varten siirtolavalle, jossa oli vaaka. Punnitsemisen jälkeen materiaali kipattiin maahan kasalle, josta otettiin näyte rakeisuusmäärittäystä varten. Kuvassa 29 on esitetty koealueelle 1 (BeM #0/90) ennen pudotustiivistystä kaivettu koekuoppa. Koekuopat sijoituivat osittain pohjavedenpinnan alapuolelle ja koekuopista siirtolavalle nostettu materiaali sisälsi irtovettä.



Kuva 29. Koekuoppa koealueella 1 (BeM #0/90) (Kuva: Anttila 20.3.2019).

4.5.7 Esikuormituspenkereen rakentaminen

Koerakenteen päälle rakennettiin noin kuukausi pudotustiivistyksen jälkeen n. 2,5 m korkea esikuormituspenger kalliomurskeesta # 0/90. Esikuormituspenkereen pinta oli rakentamisen jälkeen tasolla n. +4. Kuvassa 30 on esitetty täytön päälle rakennettu esikuormituspenger.



Kuva 30. Esikuormituspengeri koetivistysalueen päällä (Kuva: Anttila 12.6.2019).

4.5.8 Koerakenteen seurantamittaukset

Ennen pudotustiivistyskoetta sekä tiivistystyön jälkeen tehtiin seurantamittauksia koerakenteen pohjalle tasolle n.-3,5, asennetuista painumalevyistä ja -letkusta sekä tasolle n. +0,9...+1 sijoitetuista painumalevyistä. Koetiivistyksen jälkeen asennettiin täytön pintaan, tasolle n.+1,5...+1,6, painumalevyt. Muut, paitsi täytön pintaan asennetut painumalevyt mitattiin tiivistyskokeen jälkeen ennen kuin täytön päälle rakennettiin esikuormituspengeri. Tämän jälkeen mittauksia tehtiin noin kuukauden välein kaikista painumalevyjen tangoista.

Ennen pudotustiivistystä ja tiivistyksen jälkeen painumalevyjen tankojen mittaukset tehtiin laserskannerilla. Esikuormituspenkereen rakentamisen jälkeen mittausmenetelmää vaihdettiin ja mittaukset tehtiin tarkkavaaituskojeella. Kesäkuussa 2019 esikuormituspenkereen rakentamisen jälkeen havaittiin kahden painumalevyn (pisteet 105 ja 112) tankojen vääntyneen. Kuvassa 31 on esitetty vääntynyt painumalevyn tangon pää.



Kuva 31. Vääntynyt painumalevyn tangon pää (Kuva: Anttila 27.6.2019).

Koerakenteen yläpinnan taso mitattiin kaksi kertaa ennen pudotustiivistystä. Ensimmäinen mittaus tehtiin täyttötöiden päättymisen jälkeen ja toinen mittaus pudotusalustan rakentamisen jälkeen. Seuraava mittaus tehtiin heti pudotustiivistyksen jälkeen. Tämän jälkeen mittauksia tehtiin viikon päästä pudotustiivistyksestä sekä esikuormituspenkereen rakentamisen jälkeen. Mittaukset toteutettiin laserskannaamalla.

Manuaalisesti mitattavista inklinometriputkista mitattiin vaakasiirtymiä kolme kertaa ennen koerakentamisen aloittamista. Tämän jälkeen mittaukset tehtiin kahden ja kolmen kuukauden päästä pudotustiivistyksestä. Mittauksia ei tehty suunnitelman mukaisesti pudotustiivistyksen aikana manuaalisesti mitattavista inklinometriputkista. Automaatti-inklinometriputkesta siirtymämittaukset tallentuivat sen asentamisesta lähtien neljän tunnin välein.

Koerakenteen lähellä sijaitsevaan rantaluiskaan asennettuja siirtymäseurantatankoja mitattiin ennen varsinaista koetiivistystä tehdyn koealueen louhetäytön tiivistämisen yhteydessä. Ennen louhetäytön tiivistämistä tehtiin myös merellä rantaluiskan luotaus. Toinen luotaus tehtiin pudotustiivistyskokeen jälkeen.

5 TIIVISTYSKOKEEN TULOKSET

5.1 Pudotustiivistystyksen aikaiset mittaukset ja havainnot

5.1.1 Pudotusjärkälleen painuma tiivistyskokeen aikana

Materiaalien tiivistyvyydessä ei havaittu merkittäviä eroja eri koealueiden välillä. Ensimmäisen pudotuskierroksen jälkeen koealueella 4 (louhe #0/300) kahden viimeisen pudotuksen yhteispainuma oli yhden pudotuspisteen mittaustulosta lukuun ottamatta alle 200 mm. Muilla koealueilla 200 mm ylityksiä oli enemmän ja painumat olivat keskimäärin suurempia kuin louhetäyttöalueella. Muiden pudotuskierrosten jälkeen suurta vaihtelua kahden viimeisen pudotuksen yhteispainuman suuruudella eri koealueiden välillä ei enää ollut. Kahden viimeisen pudotuksen yhteispainuma eri pudotuskierrosten jälkeen koerakenteen alueella on esitetty liitteessä 1.

Suunnitelmissa esitetty 100 mm enimmäispainuma kahden viimeisen pudotuksen yhteispainumalle saavutettiin suunnitelman mukaisesti neljännellä pudotuskierroksella suurimmassa osassa pudotuspisteistä. Joissakin yksittäisissä pisteissä vaadittu painumakriteeri ylittyi. Näissä pisteissä kahden viimeisen pudotuksen yhteispainuma oli 110...140 mm. Pisteet sijoituivat eri puolille koerakennetta, joten materiaalilla ei havaittu olevan merkittävää vaikutusta kahden viimeisen pudotuksen yhteispainuman suuruuteen. Kahden viimeisen pudotuksen yhteenlaskettu painuma viimeisellä, neljännellä, pudotuskierroksella on esitetty kuvassa 32. Kuvaan on rajattu koerakenteen toteutunut laajuus. Osa pudotustiivistyspisteistä kuvan oikeassa reunassa sijaitsee koerakenteen ulkopuolella, alueella, jossa tehtiin kaivuvaiheessa suunniteltua laajempi kaivu ja jonne tehtiin louhetäyttö pienlouheella, joten alue ei ole varsinaista koerakennetta. Tämän alueen mittaustulokset on jätetty huomioimatta tulosten analysoinnissa.

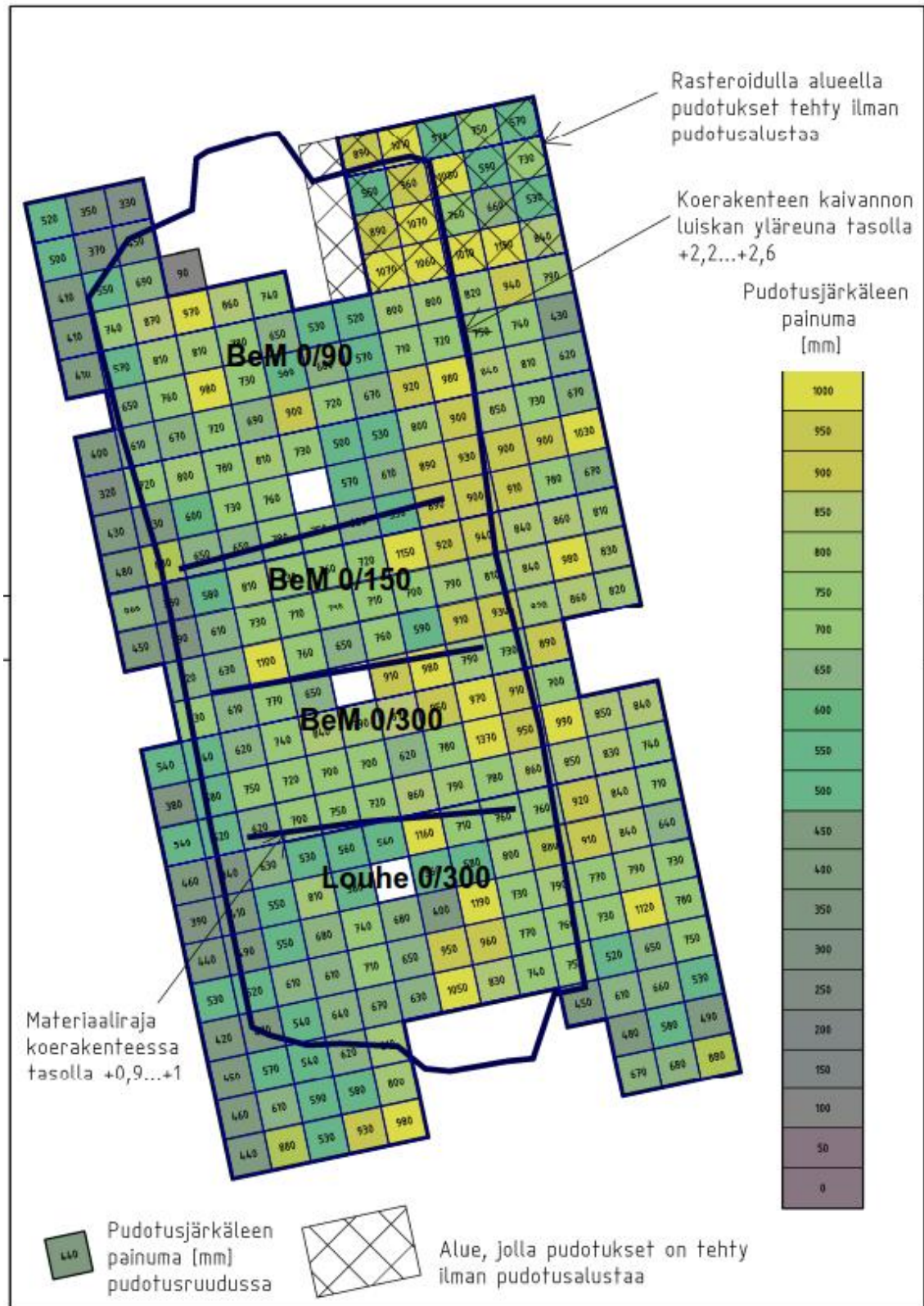


Kuva 32. Kahden viimeisen pudotuksen yhteispainuman summa koerakennusalueella viimeisellä pudotuskierroksella (Hartikainen 2019A, muokattu).

Pudotusjätkäleestä mitattu kaikkien pudotuskierrosten yhteen pisteeseen tehtyjen pudotusten yhteenlaskettu painuma vaihteli louhetäyttöalueella välillä 340...1190 mm. Alueella, jossa täyttömateriaalina oli betonimursketta # 0/300, painumat olivat 540...1370 mm, ja betonimurske # 0/150 alueella painumat olivat 380...1150 mm. Alueella, jossa täyttö oli betonimursketta # 0/90 painumat olivat 430...980 mm lukuun ottamatta aluetta, jossa pudotustiivistys tehtiin ilman pudotusalustaa. Tällä alueella painumat olivat keskimäärin suurempia kuin muualla. Ilman pudotusalustaa tiivistetyllä alueella yhteen pisteeseen tehtyjen pudotusten yhteenlasketut painumat olivat pääasiassa 890...1070 mm, lukuun ottamatta yhtä pistettä, jossa painuma oli 550 mm. Taulukossa 9 on esitetty yhteen pisteeseen tehtyjen pudotusten yhteenlaskettujen painumien vaihteluväli eri koealueilla ja kuvassa 33 on esitetty yksittäisten pudotuspisteiden yhteenlasketut painumat koealueella. Tuloksissa on mukana koerakenteen alapuolelle sijoittuvan louhepenkereen painuma, jonka suuruus oli koerakenteen pohjalle sijoitetuista painumalevyistä tehtyjen mittausten mukaan n. 0...20 mm pudotustiivistyksen aikana.

Taulukko 9. Yhteen pisteeseen tehtyjen pudotusten painumien vaihteluväli koealueittain pudotusalustan yläpinnasta mitattuna (alueella, jossa pudotukset tehtiin ilman pudotusalustaa painuman suuruus betonimursketäytön yläpinnasta mitattuna).

Koealue	Yhteen pisteeseen tehtyjen pudotusten yhteenlaskettu painuma [mm]
Koealue 1 (BeM #0/90)	430-890
Koealue 1 (BeM #0/90), alue, jossa ei käytetty pudotusalustaa	550-1070
Koealue 2 (BeM #0/150)	380-1150
Koealue 3 (BeM #0/300)	540-1370
Koealue 4 (louhe #0/300)	340-1190



Kuva 33. Kaikkien pudotuskierrosten yhteen pisteeseen tehtyjen pudotusten yhteenlaskettu painuma koetiivistysalueella (Hartikainen 2019B, muokattu).

5.1.2 Hidastuvuusmittaukset ja betonimursketäytön dynaaminen muodonmuutosmoduuli

Pudotusjärkäle käyttäytyi iskun aikana hyvin samalla tavalla eri koealueilla. Hidastuvuusmittaustulokset tukevat pudotustiivistyksen aikana tehtyjä silmämääräisiä havaintoja. Pudotusjärkäleen nopeuskuvaajien perusteella järkäleen käyttäytyminen eri täyttömateriaalialueilla sijaitsevilla mittauspisteissä oli hyvin samankaltaista. Määritetyt keskihidasvuudet ja -nopeudet sekä iskun kestot olivat keskenään hyvin samansuuntaisia eri koealueilla sijaitsevilla mittauspisteissä. Maksimihidastuvuuksissa on suuria eroja yksittäisten pisteiden välillä, mutta korrelaatio pudotustiivistyksen laadun ja maksimihidasvuuden välillä on heikko. (Repo 2019, 9.)

Dynaaminen muodonmuutosmoduuli määritettiin hidastuvuusmittausten perusteella perustuen iskusta maaperään aiheutuvan jännityksen ja järkäleen täyttöön aiheuttavan painuman riippuvuuteen.

Hansbo (1977) on tarkastellut artikkelissa *Dynamic Consolidation of Rockfill at Uddevalla Shipyard* hidastuvuusmittausten perusteella pudotusjärkäleen maahan aiheuttavan jännityksen ja pudotuksesta aiheutuneen painuman riippuvuutta toisistaan. Maahan pudotuksesta aiheutuva iskuvoima voidaan määrittää Newtonin II lakiin perustuen kaavan 4 mukaan, kun pudotusjärkäleen massa ja hidastuvuus tiedetään. (Hansbo 1977.)

$$P = m * a \quad (4)$$

missä

P = maahan aiheutuva iskuvoima (aikariippuvainen)

m = järkäleen massa

a = kiihtyvyys (tässä tapauksessa hidastuvuus)

Iskusta maahan aiheutuva jännitys saadaan jakamalla iskuvoima pudotusjärkäleen pohjan alalla (kaava 5).

$$\sigma = \frac{P}{A} \quad (5)$$

missä

σ = jännitys

A = järkäleen pohjan ala

Järkäleen aiheuttama dynaaminen painuma (osuus iskun alusta siihen asti, kun maksimijännitys saavutetaan) voidaan laskea kaavan 6 avulla, kun hidastuvuusmittauksista saadaan järkäleen nopeus ja nopeuden muutos järkäleen iskeytyessä maahan.

$$s = v * t \quad (6)$$

missä

s = matka (järkäleen painuma) [m]

v = nopeus [m/s]

t = aika [s]

Muodonmuutosmoduuli laskettiin Boussinesqin esittämän ympyränmuotoisen kuormitetun levyn keskipisteen painuman laskentamallin perustuen (kaava 7).

$$s = r(1 - \nu^2) \frac{\sigma * a}{E} \quad (7)$$

missä

s = painuma [mm]

r = kerroin, jonka arvo on $\pi/2$, jos kuormituslevy on jäykkä ja 2, jos levy on taipuisa

ν = Poissonin luku

σ = pudotusjärkäleen maahan aiheuttama jännitys [MN/m²]

a = kuormituslevyn säde [m]

E = muodonmuutosmoduuli [MPa]

Ratkaisemalla kaava 7 muodonmuutosmoduulin suhteen, saadaan levykuormituskokeen muodonmuutosmoduulin laskentakaava (kaava 8).

$$E = r(1 - \nu^2) \frac{\sigma * a}{s} = k \frac{\sigma * a}{s} \quad (8)$$

Kerroin k riippuu kuormituslevyn jäykkyydestä ja Poissonin luvusta. Käytännön mitoitus-tapauksissa k :n arvona käytetään yleensä 1,5.

Muodonmuutosmoduulin laskennassa käytettiin InfraRYL:ssä (Liite 2. Kerrosrakentei-den tiivistystyön ja tiiviydentarkkailun menetelmät) esitettyä levykuormituskokeen tulok-sille määritettyä laskentatapaa (kaava 9), jossa laskenta tehdään jännitysvälillä 30 %...70 % maksimijännityksen arvosta ja näitä arvoja vastaavista painuman arvoista.

$$E = k \frac{\Delta\sigma * a}{\Delta s} \quad (9)$$

$\Delta\sigma$ = jännitysmuutos [MPa] jännitysvälillä 0,3 σ_{\max} ...0,7 σ_{\max}

Δs = on painumamuutos [m] jännitysvälillä 0,3 σ_{\max} ...0,7 σ_{\max}

Joissakin hidastuvuusmittauksissa esiintyi häiriötä järkäleeseen asennetun mittalaitteen johtojen tai nostoliinojen osuessa mittausanturiin. Häiriötä mittautuloksiin aiheutti myös järkäleen tärähtely tai huojahtelu sen iskeytyessä maahan. (Repo 2019, 3.)

Lasketut dynaamisen muodonmuutosmoduulin arvot vaihtelivat hyvinkin paljon eri pudotusten välillä myös samalla koealueella ja samaan pisteeseen tehtyjen pudotusten välillä. Muodonmuutosmoduulin suuruuden vaihteluväli oli kuitenkin samankaltainen eri materi-aaleilla täytetyillä alueilla. Osaan tuloksista vaikuttaa mittauksissa esiintyneet häiriöteki-jät, joten osa tuloksista on virheellisiä ja tuloksista voidaan arvioida muodonmuutosmo-duulin kehittymistä vain karkealla tasolla. Tulosten perusteella dynaamisen muodonmuu-tosmoduulin arvoissa on havaittavissa nouseva trendi samalla pudotuskierröksellä teh-dyissä mittauksissa pudotusmäärän lisääntyessä sekä kokonaispudotusmäärän kasva-essa. Kaikissa mittauspisteissä viimeisimpien pudotuksen muodonmuutosmoduulin ar-vot ovat olleet n. 200 MPa.

5.1.3 Silmämääräiset havainnot pudotustiivistystyön aikana

Tiivistystyön toteuttamisessa ei esiintynyt ongelmia. Pudotustiivistystyön aikana ei ha-vaittu silmämääräisesti merkittäviä eroja eri materiaalien tiivistettävyydessä. Pudotusjär-käleen aiheuttamien painumien syvyyksissä oli paljon hajontaa kaikilla koealueilla eikä merkittäviä eroja painumien suuruudessa materiaalista johtuen havaittu silmämääräi-sesti.

Koealueen 1 (BeM # 0/90) reunaan sijoittuvalla alueella, jossa tiivistystyö toteutettiin ilman pudotusalustaa, havaittiin materiaalin pölyävän enemmän kuin muilla alueilla, pudotusjärkäleen iskeytyessä täyttöön. Tällä alueella myös pudotuksesta aiheutuneet painumat näyttivät silmämääräisesti syvemmiltä kuin muilla alueilla.

5.2 Täytön painumat

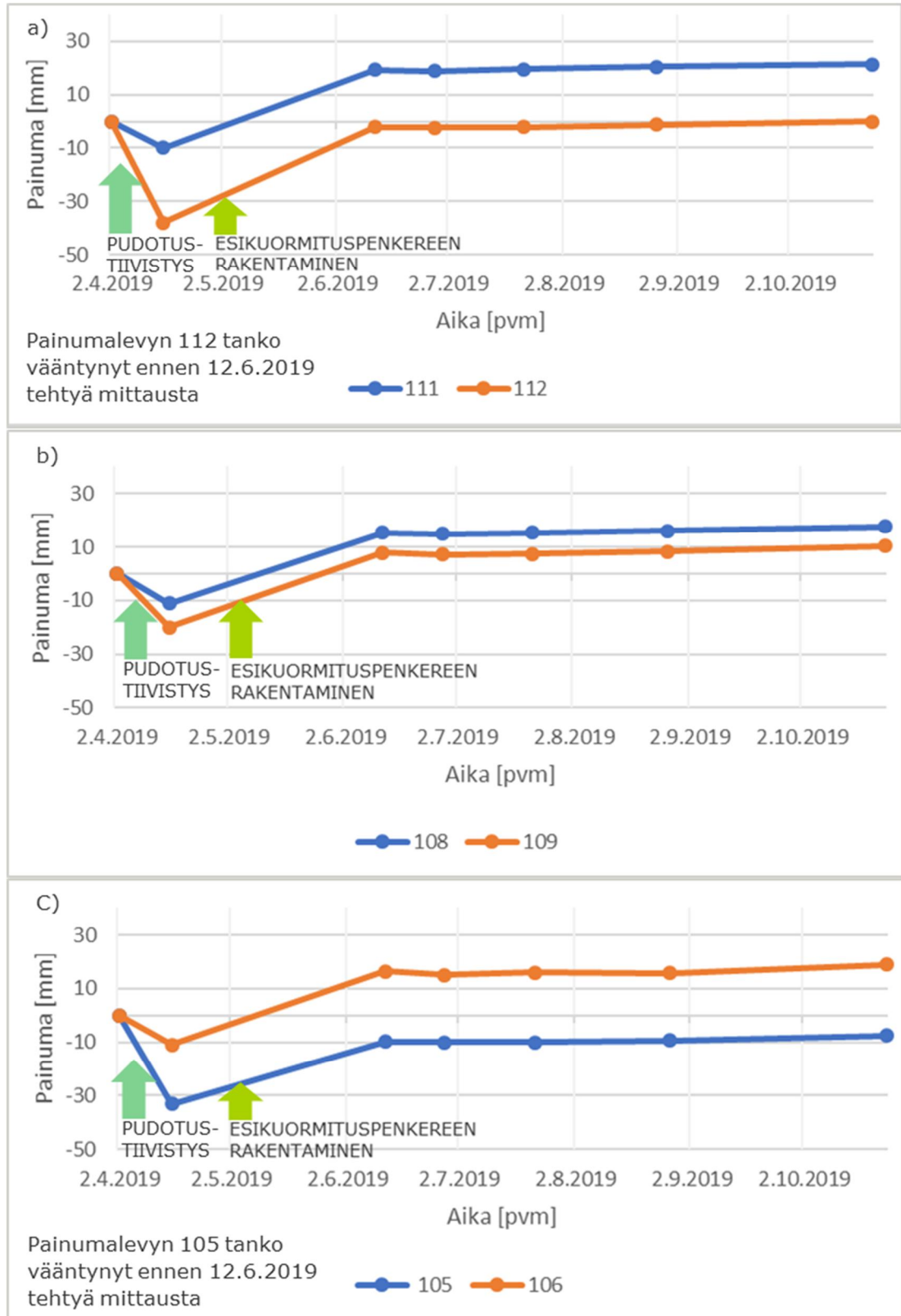
5.2.1 Koerakenteen pohjan painuma

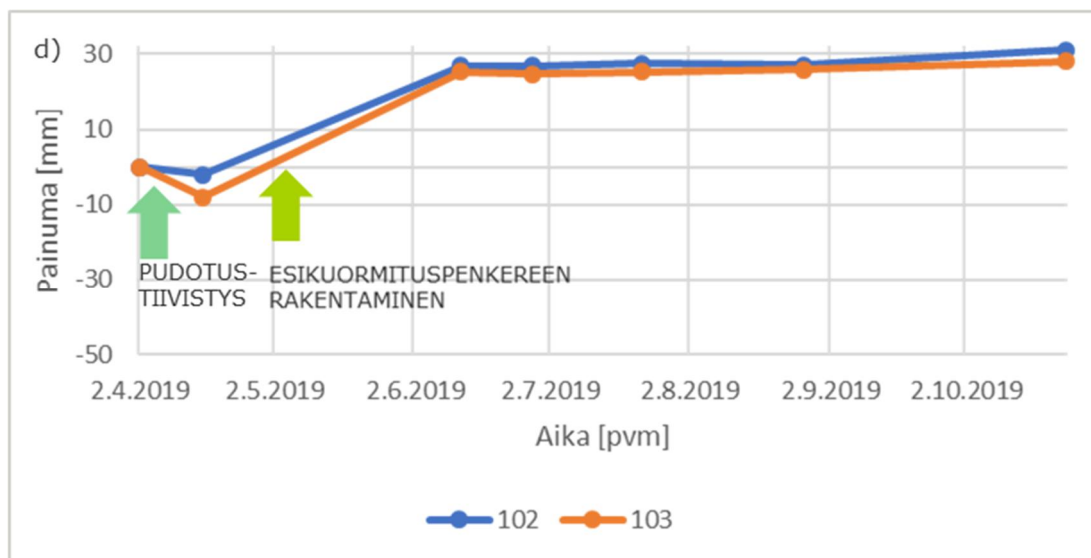
Koerakenteeseen sijoitetun täytön kokoonpuristumien laskennassa huomioitiin koerakenteen alapuolelle sijoittuvan olemassa olevan louhetäytön painuma vähentämällä täytön pintaan ja tasolle +0,9...+1 asennettujen painumalevyjen mittausten tuloksista täytön pohjalle asennettujen painumalevyjen mittausten tulokset.

Tiivistystyön aikana koerakenteen pohjan painumat pohjalle asennetuista painumalevyistä mitattuna olivat pääasiassa välillä 0...20 mm. Kahdessa pisteessä pohjan painuma oli tätä suurempi. Pisteet sijoituivat koealueelle 1 (BeM # 0/90), jossa painumalevyistä 112 mitattu pohjan painuma oli 38 mm ja koealueelle 3 (BeM # 0/300), jossa painumalevyistä 105 mitattu painuma oli 33 mm. Esikuormituspenkereen rakentamisen jälkeen tehdyn maastokäynnin yhteydessä on näiden painumalevyjen tankojen havaittu vääntyneen. Vääntymisen ajankohdasta ei ole tarkempaa tietoa. Jos tangot ovat vääntyneet jo pudotustiivistyksen yhteydessä, tankojen vääntyminen voi vaikuttaa näiden pisteiden mittaustuloksiin.

Pudotustiivistyksen jälkeen tehdyn mittauksen ja esikuormituspenkereen rakentamisen jälkeen tehtyjen mittauksen välillä kaikista koerakenteen pohjalle asennetuista painumalevyistä tehtyjen mittausten mukaan koerakenteen pohja olisi noussut 23...36 mm. Mittaustuloksiin vaikuttanee mittausmenetelmän vaihtaminen esikuormituspenkereen rakentamisen jälkeen. Esikuormituspenkereen rakentamisen jälkeen mittaukset tehtiin tarkkavaaituskojeella ja tätä ennen laserskannerilla. Tasolle +0,9...+1 asennettujen painumalevyjen tankojen mittaustulosten perusteella nousua tällä tasolla olisi tapahtunut 20...39 mm esikuormituspenkereen rakentamisen jälkeen. Täytön pintaan asennetut painumalevyt on mitattu ensimmäisen kerran 12.6.2019 eli vasta esikuormituspenkereen rakentamisen jälkeen, joten vertailua aiempiin mittaustuloksiin ei voida tehdä. Todennä-

köisesti mittausmenetelmän vaihtaminen aiheuttaa kaikissa mittaustuloksissa systemaattisen virheen, koska kaivannon pohjan nousu koko alueella ei ole mahdollista. Kuvassa 34 a...d on esitetty pohjan painuma eri koealueilla painumalevyistä mitattuna.





Kuva 34. Koerakenteen pohjan painuma koealueilla 1...4. a) Koealue 1 (BeM #0/90) b) Koealue 2 (BeM #0/150), c) Koealue 3 (BeM #0/300) ja d) Koealue 4 (louhe #0/300).

Koerakenteen pohjalle oli asennettu tangollisten painumalevyjen lisäksi painumalevyt, joissa ei ollut tankoa. Tarkoituksena oli hyödyntää näitä, jos tangolliset painumalevyt vaurioituisivat koerakenteen rakentamisen tai pudotustiivistyksen yhteydessä. Koska tangolliset painumalevyt säilyivät vaurioitumatta, painumalevyjen, joissa ei ollut tankoa, korkotason määritykset tehtiin vain kerran. Painumalevyjen korkotasot selvitettiin kairamalla porakonekairalla levyn pintaan. Kairaukset tehtiin esikuormituspenkereen rakentamisen jälkeen. Koealueelle 1 (louhe # 0/300) asennettua levyä ei löydetty kairaamalla. Muille alueille asennettujen levyjen korkotasot saatiin selvitettyä kairaamalla. Levyjen korot olivat kairausten perusteella tasoilla -2,3...-2,6, mikä vastaisi 1 m ylempää tasoa kuin kaivannon pohjan luotauksessa havaittu taso. Kaivannon pohja ei ole voinut nousta metriä pudotustiivistyksen ja esikuormituspenkereen rakentamisen jälkeen, joten tulosten kirjauksissa on todennäköisesti 1 m virhe.

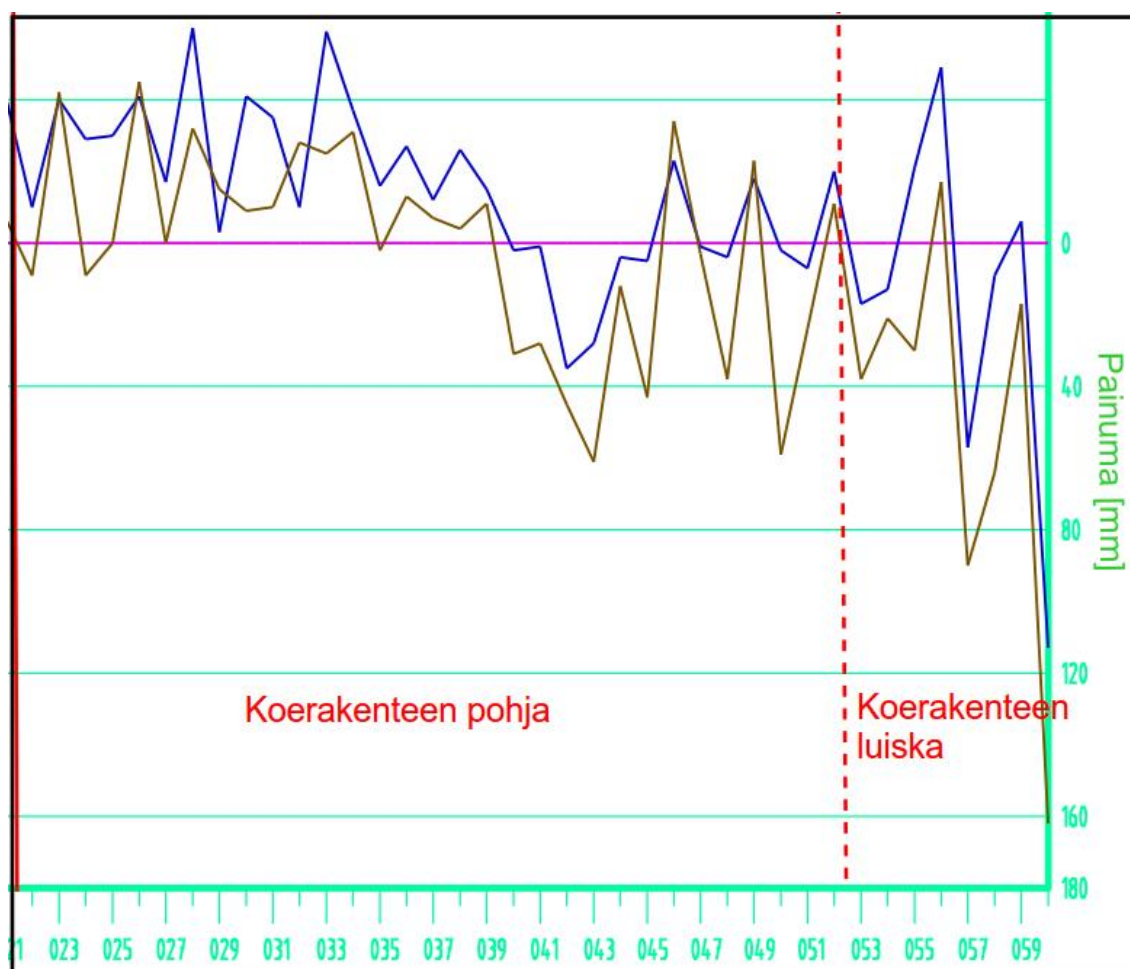
Koerakenteen pohjan painumaa selvitettiin myös pohjalle asennettujen painumaletkujen mittauksilla. Toinen painumaletkuista vaurioitui asentamisen yhteydessä ja vain toisesta letkusta saatiin mittaustuloksia.

Painumaletkun tehtyjen mittausten mittaustarkkuus on Helsingin kaupungin rakennuttamispalveluista saadun tiedon mukaan ± 20 mm. Mittaustuloksiin vaikuttaa muun muassa

ilmanpaineen ja lämpötilan vaihtelu mittausajankohtien välillä. Lisäksi mittari pääsee liikkumaan painumaletkun sisällä mittausten aikana. Näin ollen mittaustuloksia voidaan pitää suuntaa-antavina. (Vänskä 2019.)

Painumaletkuista tehtyjen mittausten perusteella koerakenteen pohja olisi noussut täytön aikana lähes koko koerakenteen pohjan alueella. Enimmillään nousua olisi mittausten mukaan ollut n. 60 mm ennen täyttöä tehtyyn nollamittaukseen nähden. Kaivannon pohjan ei oleteta nousseen täytön aikana. Painumaletkun liikkuminen kaivannon pohjalla täyttötöön yhteydessä on mahdollista, mutta painumaletkun mittauksen epätarkkuudet voivat myös selittää mittaustuloksen.

Nollamittauksen jälkeen tehtiin yksi mittaus ennen pudotustiivistystä. Tiivistystyön aikana tehdyn mittauksen (mittaus 10.4.2019) tulokset noudattavat tämän ennen pudotustiivistystä tehdyn mittauskäyrän muotoa. Koerakenteen pohjan painunut olivat pääasiassa 0...40 mm kun mittaustuloksia verrataan tähän ennen pudotustiivistystä tehdyn mittauksen tuloksiin. Painumalevyistä tehtyjen mittausten tulokset ovat samankaltaisia, joten kaivannon pohjan voidaan olettaa painuneen hieman pudotustiivistyksen vaikutuksesta. Kuvaajassa 1 on esitetty nollamittauksen, ennen koeranteen täyttöä tehdyn mittauksen sekä koerakenteen pudotustiivistyksen jälkeen tehdyn mittauksen tulokset.



— 28.02.2019

— 28.03.2019

— 10.04.2019

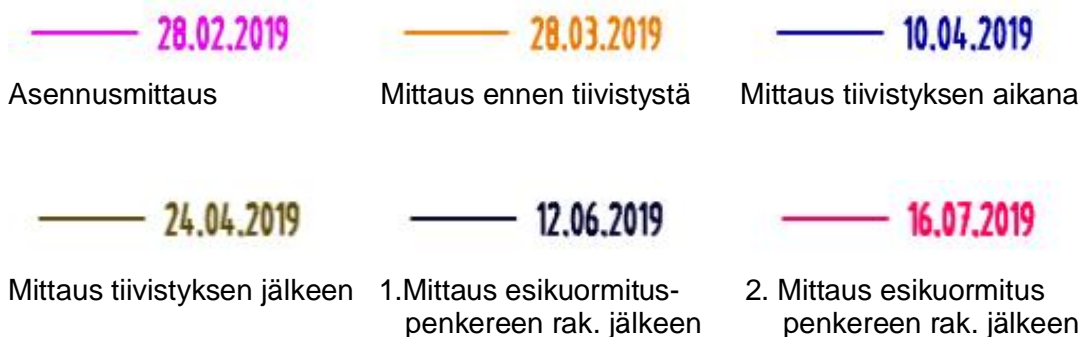
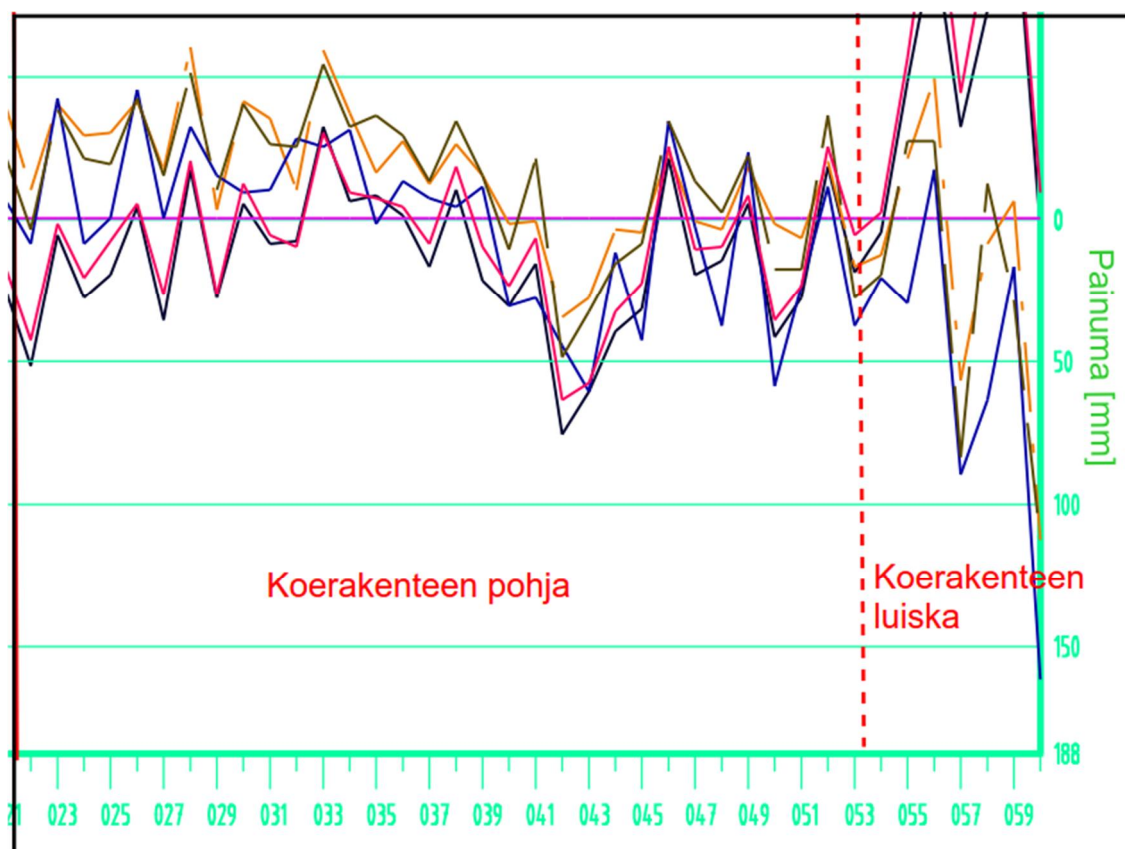
Asennusmittaus

Mittaus ennen tiivistystä

Mittaus tiivistyksen aikana

Kuvaaja 1. Painumaletkun nollamittaus, mittaus koerakenteen täytön jälkeen ja pudotustiivistyksen jälkeen (Helsingin kaupungin rakennuttamispalvelut 2019, muokattu).

Kaksi viikkoa koerakenteen pudotustiivistyksen jälkeen tehdyn mittauksen mukaan koerakenteen pohja olisi noussut pääasiassa samalle tasolle kuin se oli ennen pudotustiivistyksen tekemistä. Esikuormituspenkereen rakentamisen jälkeen tehtyjen mittausten mukaan koerakenteen pohja olisi painunut esikuormituspenkereen rakentamisesta johtuen 0...50 mm verrattuna ennen penkereen rakentamista tehtyihin mittauksiin. Suurin painuma havaitaan koerakenteen pohjoisosassa, jossa täyttö oli betonimursketta # 0/90. Kuvaajassa 2 on esitetty kaikki painumaletkusta mitatut tulokset.



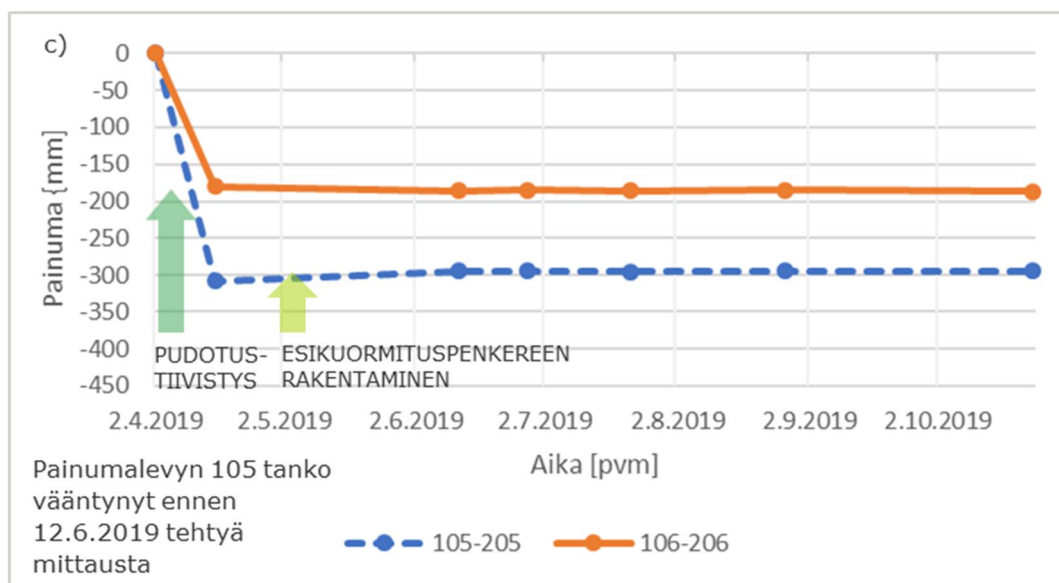
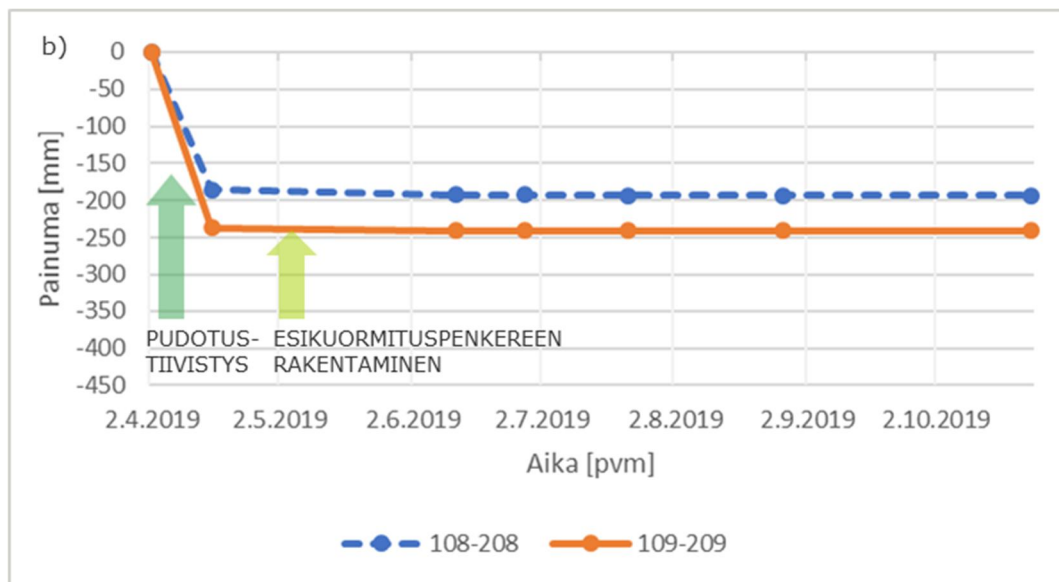
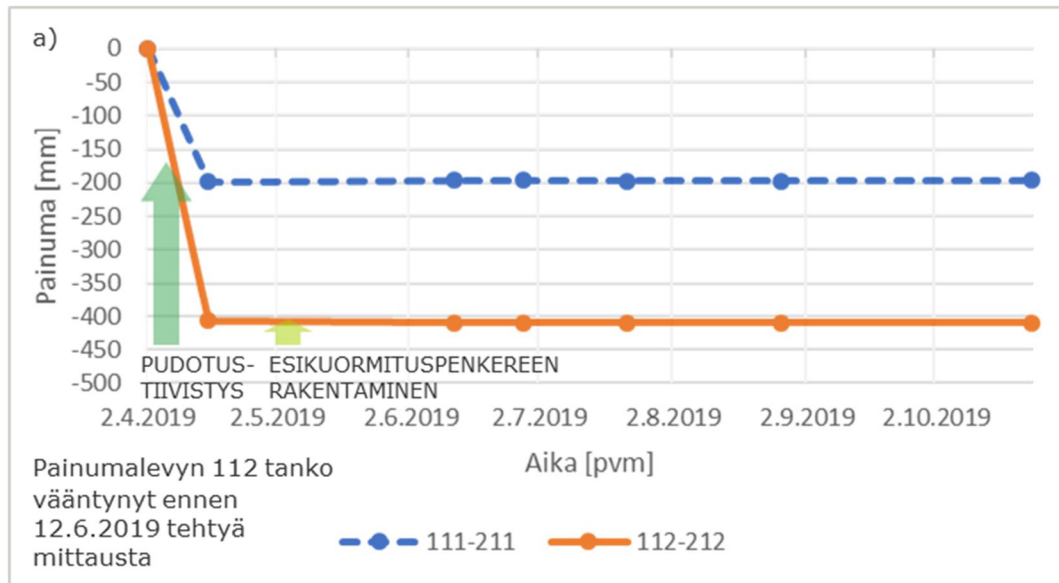
Kuvaaja 2. Painumaletkuista koerakentamisen aikana tehdyt mittaukset (Helsingin kaupungin rakennuttamispalvelut 2019, muokattu).

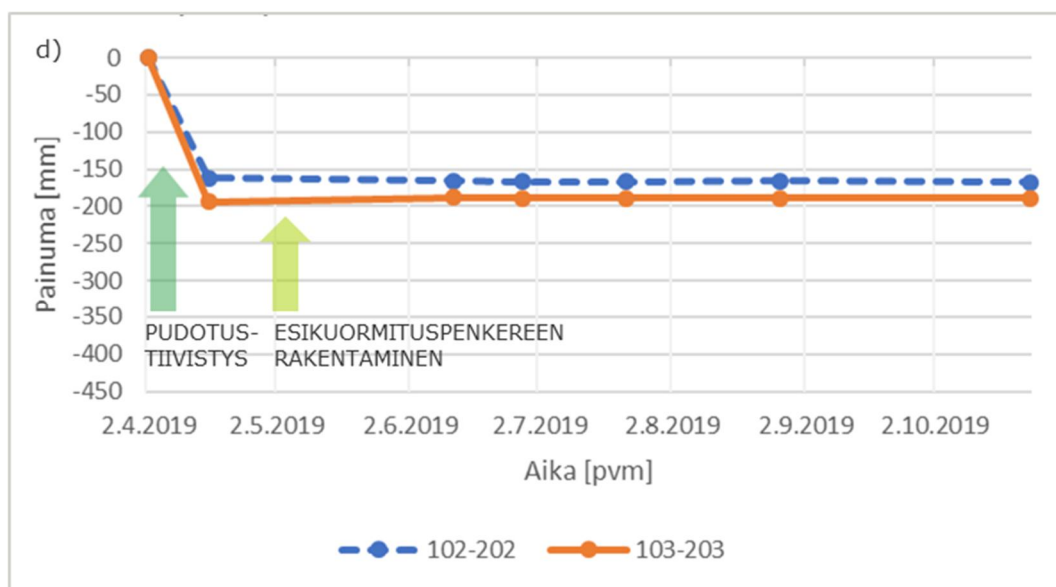
5.2.2 Täytön painumat

Pudotustiivistyksestä aiheutuneet täytön painumat tasolle +0,9...+1 asennettujen painumalevyjen mittaustulosten perusteella olivat louhetäyttöalueella n. 160 ja 190 mm. Koealueilla, joissa täyttö oli tehty betonimurskeesta, painumat olivat keskimäärin suurempia kuin louhetäyttöalueella. Suurimmat painumat olivat koealueella 1 (BeM # 0/90), jossa täytön painumat olivat mittausten perusteella n. 200 mm ja 410 mm. Koealueella 3 (BeM

0/300) painumat olivat n. 180 ja 310 mm ja koealueella 2 (BeM # 0/150) täytön painumat olivat 190 ja 240 mm. Aika-painumakuvaajissa (kuva 35 a...d) on esitetty täytössä pudotustiivistyksen aikana tapahtunut painuma kahdella ensimmäisellä mittauskerralla (2.4. ja 16.4.2019) tehtyjen mittausten välillä.

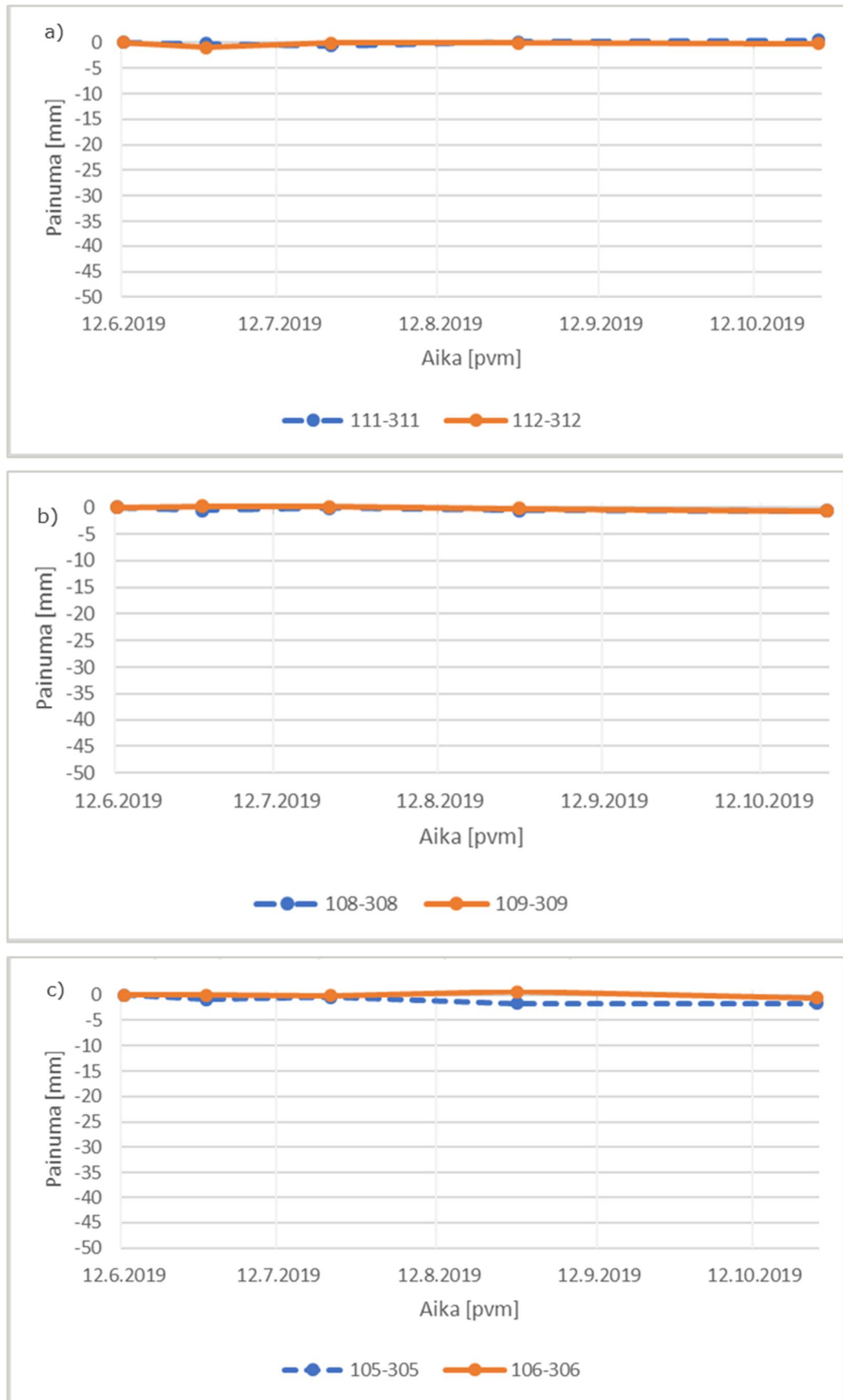
Suurimmat täytön kokoonpuristumat tapahtuivat pudotustiivistyksen aikana. Pudotustiivistyksen jälkeen painumaa ei mittaustulosten perusteella ole juurikaan tapahtunut millään koealueella tasolle +0,9...+1 eikä täytön pintaan asennettujen painumalevyjen mittaustulosten perusteella. Korkomuutokset ovat ± 3 mm mittauksesta, joka tehtiin pudotustiivistyksen jälkeen. Esikuormituspenkereen kuormasta aiheutuvaa painumaa ei ole havaittavissa mittaustuloksissa, mutta tähän saattaa vaikuttaa mittausmenetelmän vaihtaminen esikuormituspenkereen rakentamisen jälkeen. Mittausmenetelmän vaihtamisesta mahdollisesti aiheutunut mittausvirhe voi haitata esikuormituspenkereen rakentamisesta mahdollisesti aiheutuneen painuman havaitsemista, koska mittaustulosten perusteella kaikkien pisteiden korkotasot olivat n. 20...40 mm aiempaa ylempänä.

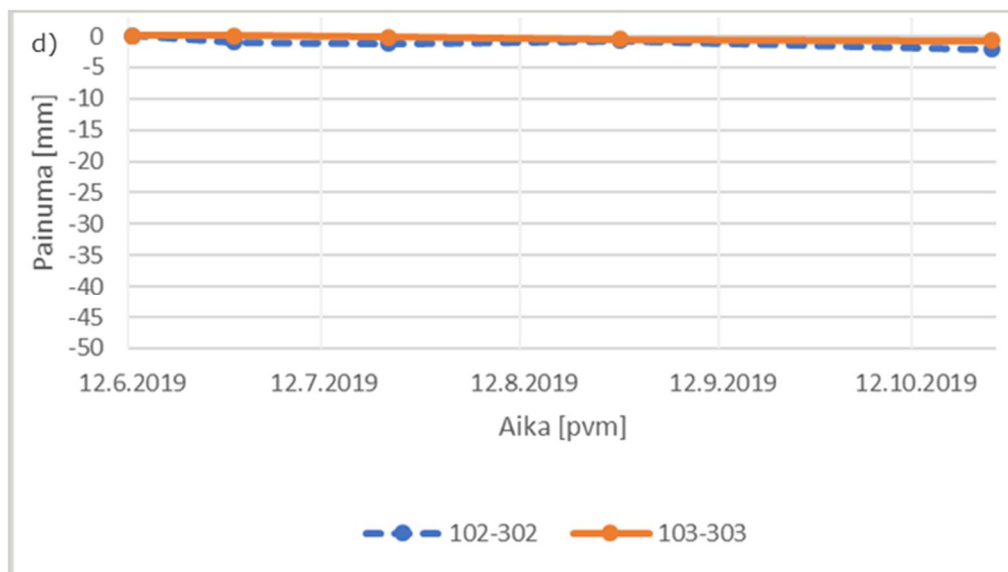




Kuva 35. Painumat tasolle +0,9...+1,0 asennetuista painumalevyistä mitattuna koealueilla 1...4. a) Koealue 1 (Betonimurske # 0/90), b) Koealue 2 (Betonimurske # 0/150), c) Koealue 3 (Betonimurske # 0/300) ja d) Koealue 4 (Louhe # 0/300).

Täytön pintaan asennetuista painumalevyistä tehtyjen mittausten mukaan pinnan painumat ovat 3 mm sisällä nollamittauksesta, joka tehtiin esikuormituspenkereen rakentamisen jälkeen 12.6.2019. Kuvissa 36 a...d on esitetty täytön pinnan tasolle asennettujen painumalevyjen aika-painumakuvaajat.





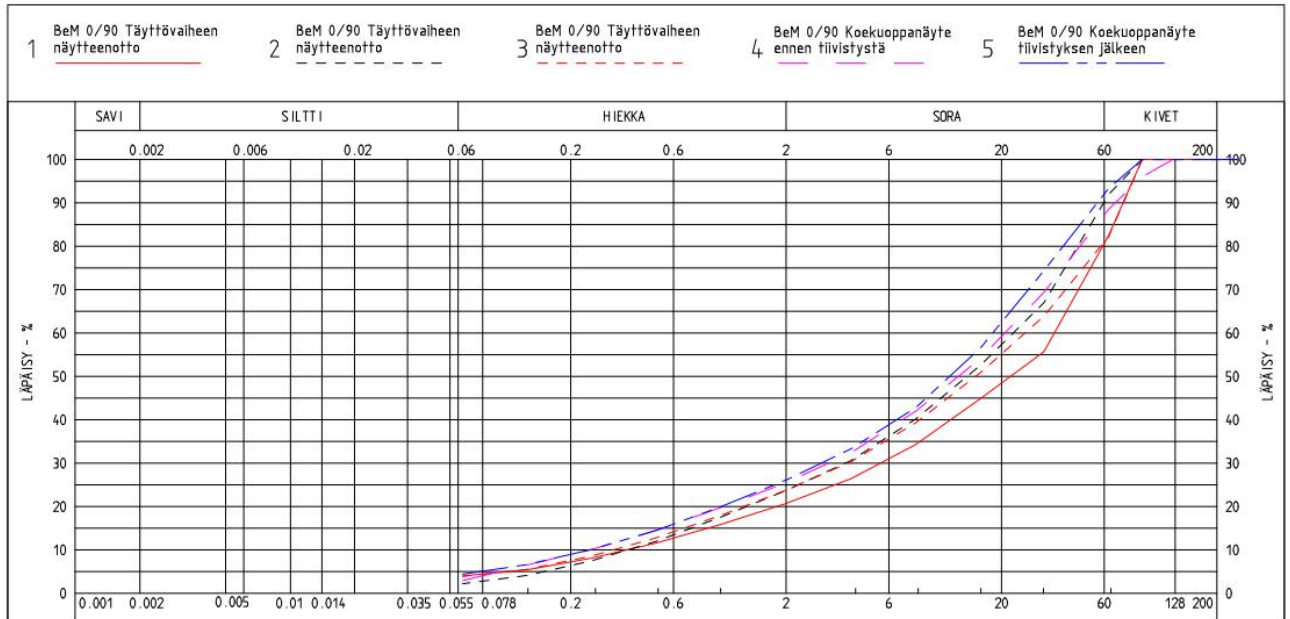
Kuva 36. Täytön pinnan painumat (tasolla +1,5) a) Koealue 1 (Betonimurske # 0/90), b) Koealue 2 (Betonimurske # 0/150), c) Koealue 3 (Betonimurske # 0/300) ja d) Koealue 4 (Louhe # 0/300).

5.3 Laboratoriotutkimustulokset

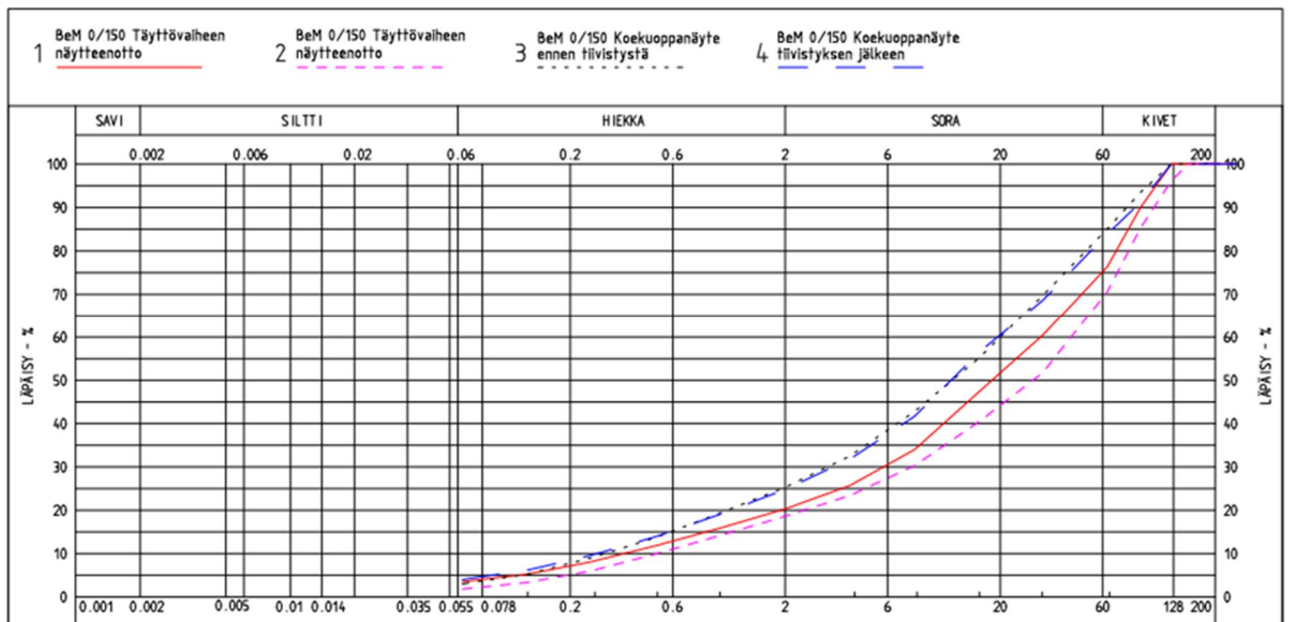
5.3.1 Betonimurskeen rakeisuus

Betonimurskeesta # 0/90 ennen pudotustiivistystä otettujen näytteiden rakeisuudet olivat keskenään samanlaisia (rakeisuuskäyrät 2, 3 ja 4) lukuun ottamatta yhtä koerakenteen täyttövaiheessa otettua näytettä (rakeisuuskäyrä 1), jossa oli 6 mm seulalle jäänyttä materiaalia 5...10 % vähemmän kuin rakeisuuskäyrillä 2, 3 ja 4. Pudotustiivistyksen jälkeen koekuopasta otetusta näytteestä tehdyssä rakeisuusmäärityksessä 6 mm seulalle jäänyt määrä oli kasvanut n. 0...5 % ennen pudotustiivistystä otettuihin näytteisiin nähden (rakeisuuskäyrä 5 verrattuna rakeisuuskäyriin 2, 3 ja 4). Kuvassa 37 on esitetty betonimurskeesta # 0/90 otettujen näytteiden rakeisuuskäyrät. Kaikissa 5:ssä rakeisuuskäyrässä hienoaainespitoisuus ($\leq 0,06$ mm) oli 2...5 %.

Betonimurskeesta # 0/150 koerakenteen täyttövaiheessa otetuissa näytteissä oli 6 mm seulalle jäänyttä ainesta 7...10 % vähemmän kuin koekuopasta ennen pudotustiivistystä tai tiivistyksen jälkeen otetussa näytteessä. Ennen pudotustiivistystä ja tiivistyksen jälkeen koekuopasta otettujen näytteiden rakeisuuskäyrät olivat lähes identtiset. Kuvassa 38 on esitetty betonimurskeesta # 0/150 otettujen näytteiden rakeisuuskäyrät. Kaikissa 4:ssä rakeisuuskäyrässä hienoaainespitoisuus ($\leq 0,06$ mm) oli 2...4 %.



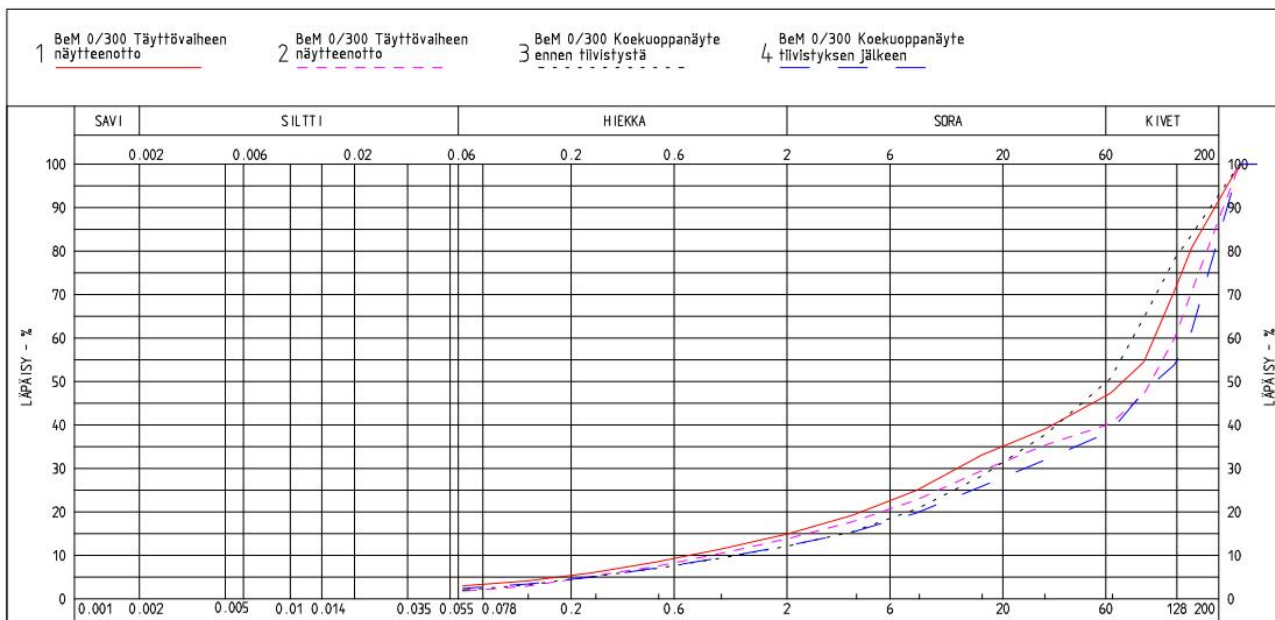
Kuva 37. Rakeisuusmääritykset betonimurskeesta # 0/90 (Helsingin kaupungin rakennuttamispalvelut 2019, muokattu).



Kuva 38. Rakeisuuskäyrät betonimurskeesta # 0/150 (Helsingin kaupungin rakennuttamispalvelut 2019, muokattu).

Betonimurskeesta # 0/300 täyttövaiheessa ja ennen tiivistystä tehdystä koekuopasta otettujen näytteiden rakeisuuksissa esiintyi paljon hajontaa. Tiivistyksen jälkeen koekuopasta otetun näytteen rakeisuuskäyrän mukaan karkearakeista materiaalia oli enem-

män kuin missään näytteessä ennen pudotustiivistystä. Kuvassa 39 on esitetty betonimurskeen # 0/300 rakeisuuskäyrät. Kaikissa 4:ssä rakeisuuskäyrässä hienoainespitoisuus ($\leq 0,06$ mm) oli 2...4 %.



Kuva 39. Rakeisuuskäyrät betonimurskeesta # 0/300 (Helsingin kaupungin rakennuttamispalvelut 2019, muokattu).

Suuriläpimittaisten materiaalien näytteenotto on hankala toteuttaa edustavasti, koska yhden kappaleen/rakeen merkitys rakeisuusmäärittämisessä korostuu. Tämän takia vaihtelua rakeisuuksissa on paljon ja rakeisuuden muutoksesta tiivistystyön aikana, etenkin betonimurskeesta #/150 ja #0/300 ei saada kovin hyvää käsitystä. Tässä kokeessa otettujen näytteiden määrä ei myöskään ole riittävä, jotta tuloksista voisi tehdä tilastollisesti merkitseviä johtopäätöksiä. Tulosten perusteella betonimurske ei kuitenkaan vaikuta hienontuvan valmiin rakenteen toimivuuden kannalta haitallisessa määrin pudotustiivistäessä.

5.3.2 Betonimurskeen puristuslujuustutkimusten tulokset

Koerakenteen täyttövaiheessa otetuista näytteistä tehtyjen puristuslujuustutkimusten perusteella betonimurskeen # 0/90 puristuslujuus 7 vuorokauden jälkeen oli 0,9...1,2 MPa, betonimurskeella # 0/150 lujuus vaihteli välillä 0,7...0,9 MPa ja betonimurskeella # 0/300 välillä 0,6...0,8 MPa. 28 vuorokauden puristuslujuuskokeessa puristuslujuus oli

1,0 MPa betonimurskeella # 0/90, 1,0...1,1 MPa betonimurskeella # 0/150 ja 0,9 MPa betonimurskeella # 0/300. Taulukossa 10 on esitetty 7 ja 28 vuorokauden ikäisistä koekappaleista tehtyjen puristuslujuuskokeiden tulokset sekä tulosten keskiarvot ja keskihajonnat.

Puristuslujuustutkimusten perusteella lujuudet olivat sekä 7 vuorokauden että 28 vuorokauden kokeissa sitä suuremmat, mitä pienempi alkuperäisen näytteen raekoko oli ollut.

Ohjeessa *Betonimurske kaupunkien julkisessa rakentamisessa* (Forsman & Dettenborn 2019) esitetty puristuslujuusvaatimus betonimurskeelle BeM II $\geq 0,8$ MPa. Tutkimuksissa kaikkein näytteiden puristuslujuudet 28 vuorokauden kokeessa olivat tätä suurempia, joten täyttömateriaali vastasi ohjeessa esitettyjä vaatimuksia.

Taulukko 10. Puristuslujuustutkimusten tulokset (Aalto yliopisto 2019, muokattu).

Koekappaleen materiaali	Koestusaika [d]	Puristuslujuus [MPa]	Keskiarvo [MPa]	Keskihajonta [MPa]
BeM # 0/90	7	0,9	1,0	0,2
	7	1,0		
	7	1,2		
BeM # 0/90	28	1,2	1,2	0,0
	28	1,2		
	28	1,2		
BeM # 0/150	7	0,7	0,8	0,1
	7	0,8		
	7	0,9		
BeM # 0/150	28	1,0	1,0	0,1
	28	1,0		
	28	1,1		
BeM # 0/300	7	0,8	0,7	0,2
	7	0,8		
	7	0,6		
BeM # 0/300	28	0,9	0,9	0,0
	28	0,9		
	28	0,9		

Rudus Oy oli tehnyt betonimurskeelle # 0/90 murskauksen jälkeen 7 ja 28 vuorokauden puristuslujuustutkimukset. Puristuslujuudet olivat 7 vuorokauden kokeessa välillä 1,24...1,35 MPa ja 28 vuorokauden kokeessa 1,4...1,6 MPa. Keskiarvot 7 vuorokauden

puristuslujuudelle oli 1,3 MPa ja 28 vuorokauden kokeessa 1,5 MPa. (Rudus 2019.) Rudus Oy:llä murskauksen jälkeen tehdyissä tutkimuksissa materiaalin puristuslujuudet olivat suuremmat kuin koerakenteen täyttövaiheessa otetuille näytteille tehdyissä tutkimuksissa saadut tulokset, jotka on analysoitu Aalto yliopiston laboratoriossa. Taulukossa 11 on esitetty murskauksen jälkeen tehtyjen puristuslujuuskokeiden tulokset sekä tulosten keskiarvot ja keskihajonnat.

Taulukko 11. Murskauksen jälkeen betonimurskeesta # 0/90 tehtyjen puristuslujuuskokeiden tulokset (Rudus 2019).

Koekappaleen materiaali	Koestusaika [d]	Puristuslujuus [MPa]	Keskiarvo [MPa]	Keskihajonta [MPa]
BeM # 0/90	7	1,4	1,3	0,1
BeM # 0/90	7	1,3		
BeM # 0/90	7	1,2		
BeM # 0/90	28	1,5	1,5	0,2
BeM # 0/90	28	1,4		
BeM # 0/90	28	1,6		
BeM # 0/90 (vara)	28	1,6		

5.4 Betonimurskeen tilavuuspaino

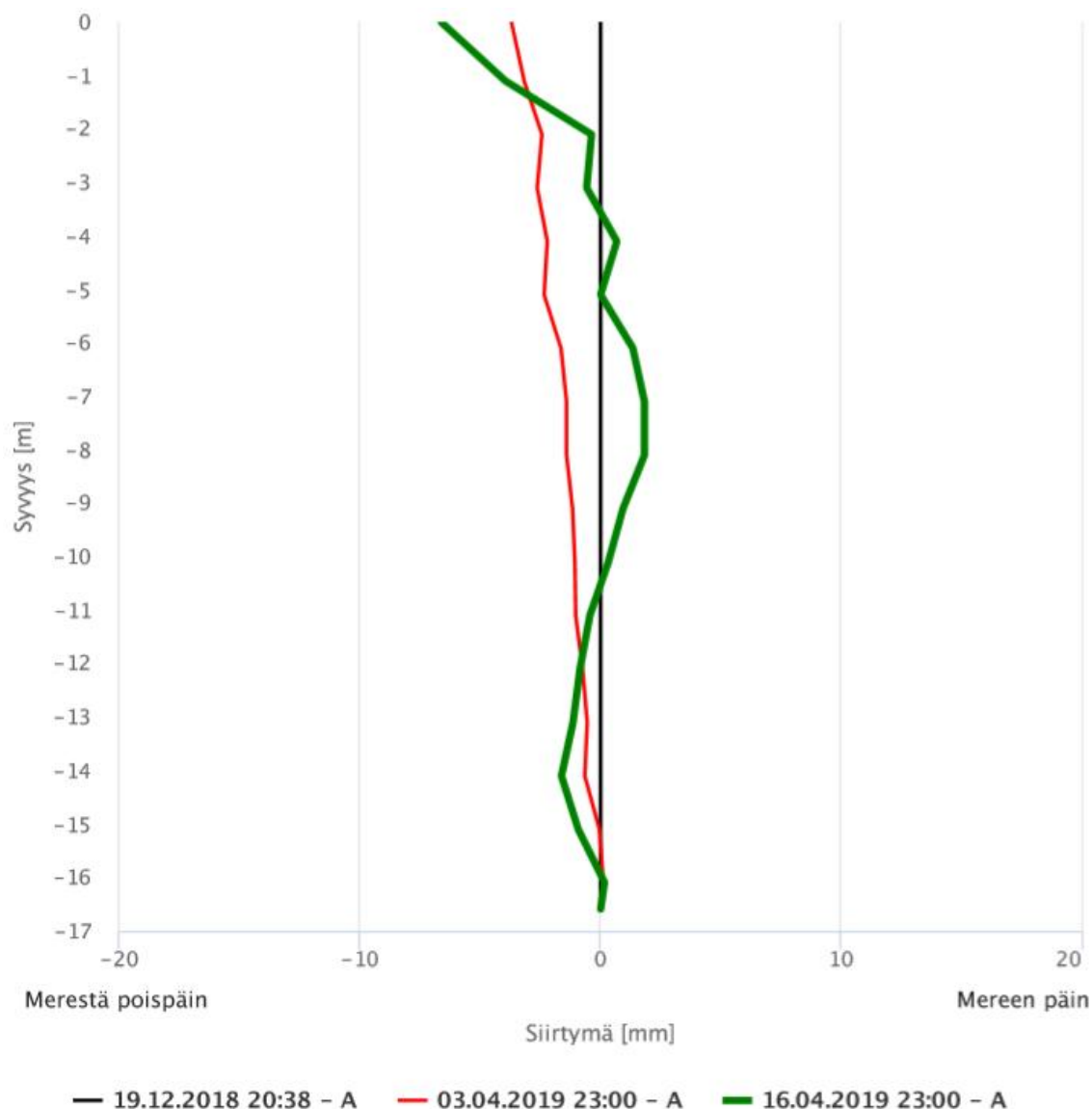
Betonimurskeen tilavuuspainoa koekuoppien tilavuuden ja niistä kaivetun materiaalin massan perusteella ei saatu määritettyä luotettavasti. Tilavuuspainot ennen pudotustiivistystä olivat mittausten ja punnituksen perusteella laskettuna n. 20...28 kN/m³. Pudotustiivistyksen jälkeen tilavuuspainot olivat betonimurskeella n. 16...30 kN/m³ ja louheella 34 kN/m³. Esimerkiksi betonimurskeen # 0/90 tilavuuspaino olisi ennen pudotustiivistystä ollut mittausten mukaan n. 28 kN/m³ ja pudotustiivistyksen jälkeen 16 kN/m³. Tilavuuspaino olisi näin ollen pienentynyt pudotustiivistyksen vaikutuksesta 12 kN/m³, mikä ei ole mahdollista.

Täyttömateriaaliin kaivetut koekuopat sijoituivat osittain pohjavedenpinnan alapuolelle. Täyttömateriaalia punnittaessa osa materiaalista oli veden kyllästämää. Tällä voi olla vaikutusta materiaalin tilavuuspainon määrittämisessä saatuihin tuloksiin, mutta se ei yksinään selitä tuloksia. Liitteessä 3 on esitetty koekuoppien ja kuopasta kaivetun materiaalin massan mukaan määritetyt materiaalien tilavuuspainot.

5.5 Rantaluiskan siirtymämittaustulokset

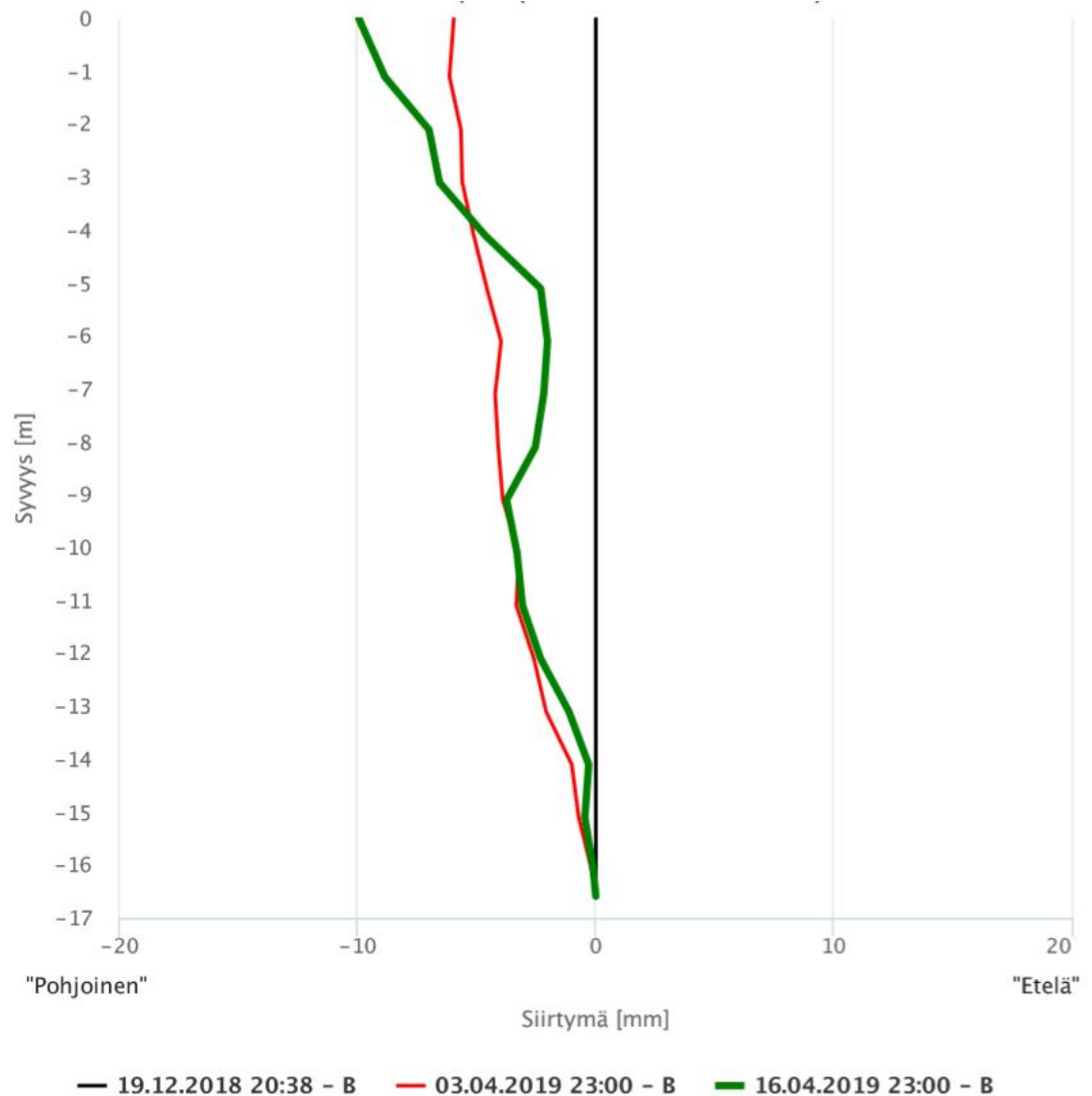
Koerakenteen ja meren väliin asennetusta automaatti-inklinometriputkesta tehtyjen mitausten mukaan louhepenkereen vaakasiirtymät olivat 4.4.-16.4.2019 toteutetun koerakenteen pudotustiivistyksen aikana vähäisiä.

Mittaustulosten perusteella pudotustiivistyksen aikana louhetäytössä on havaittavissa vähäisiä siirtymiä meren suuntaan. Siirtymät olivat pääasiassa alle 5 mm ennen pudotustiivistyksen aloittamista tehtyyn mittaukseen verrattuna. Siirtymät tapahtuivat pääasiassa merelle päin, lukuun ottamatta aivan täytön ylä- ja alaosa, joissa siirtymää tapahtui mantereeseen suuntaan. Siirtymät olivat pääasiassa alle 5 mm myös asennusmittaukseen verrattuna, lukuun ottamatta täytön yläosaa, jossa siirtymät olivat hieman yli 5 mm. Kuvassa 40 on esitetty asennusmittauksen tulos (19.12.2018) sekä mittaustulokset ennen koerakenteen tiivistystä (mittaus 3.4.2019) ja tiivistyksen jälkeen (mittaus 16.4.2019).



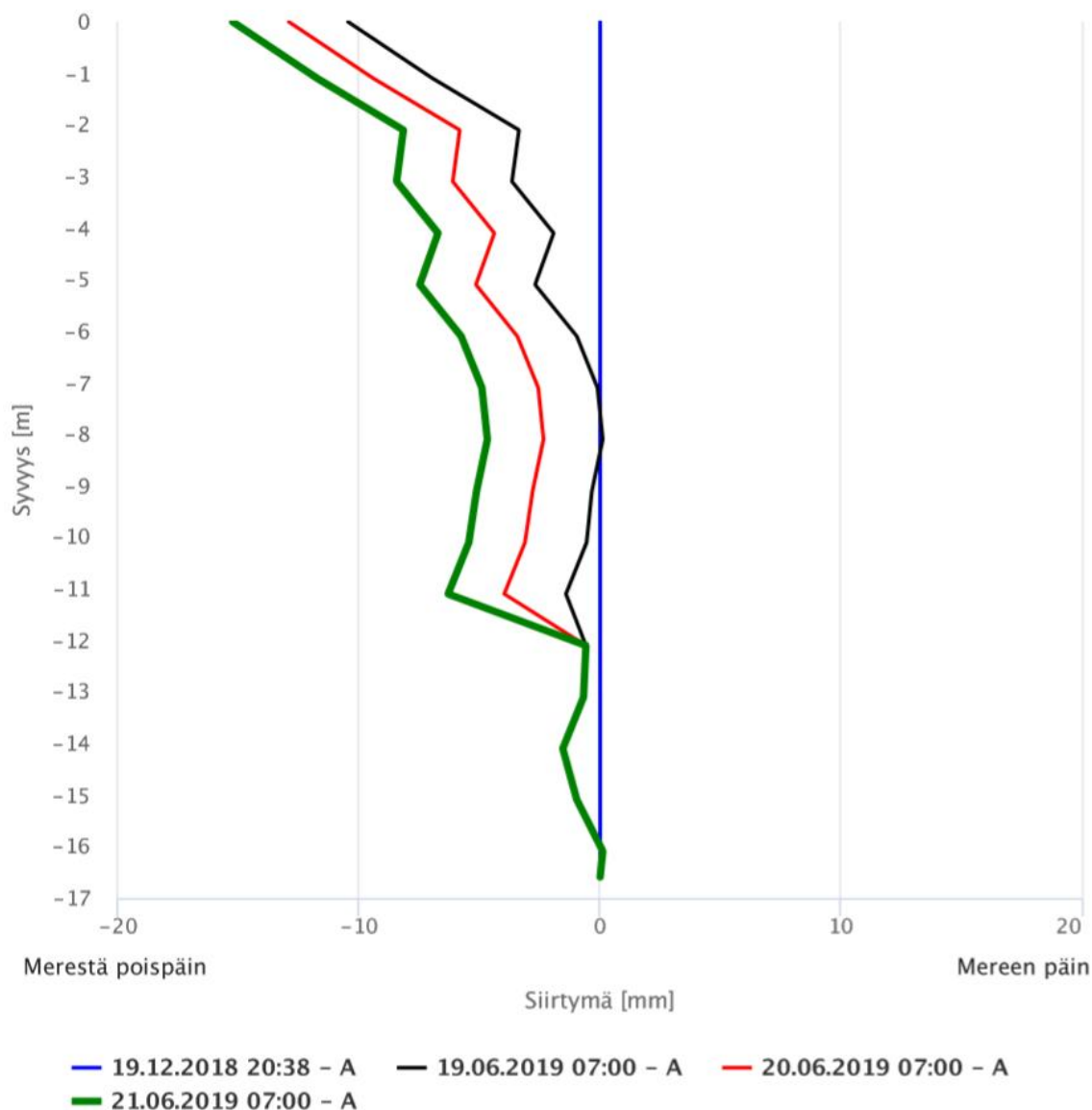
Kuva 40. Automaatti-inklinometrillä tehtyjen siirtymämittausten tulokset meren suuntaan ja merestä poispäin pudotustiivistyksen aikana esitettynä suhteessa asennusmittaukseen (FinMeas-mittatietopalvelu 2019).

Myös pohjois-etelä -suunnassa siirtymät olivat pudotustiivistyksen aikana alle 5 mm verrattuna ennen pudotustiivistyksen aloittamista tehtyyn mittaukseen (kuva 41). Siirtymää tapahtui täytön alaosassa etelään päin ja yläosassa pohjoiseen pudotustiivistyksen seurauksena. Asennusmittaukseen verrattuna siirtymät olivat pääosassa täyttöä alle 5 mm. Täytön yläosassa n.4 m syvyydelle siirtymät olivat 5...10 mm asennusmittaukseen verrattuna.



Kuva 41. Automaatti-inklinometrillä tehty siirtymämittaustulokset pohjois-etelä -suunnassa ennen koerakenteen pudotustiivistystä ja tiivistyksen jälkeen esitettynä suhteessa asennusmittaukseen (FinMeas-mittatietopalvelu 2019).

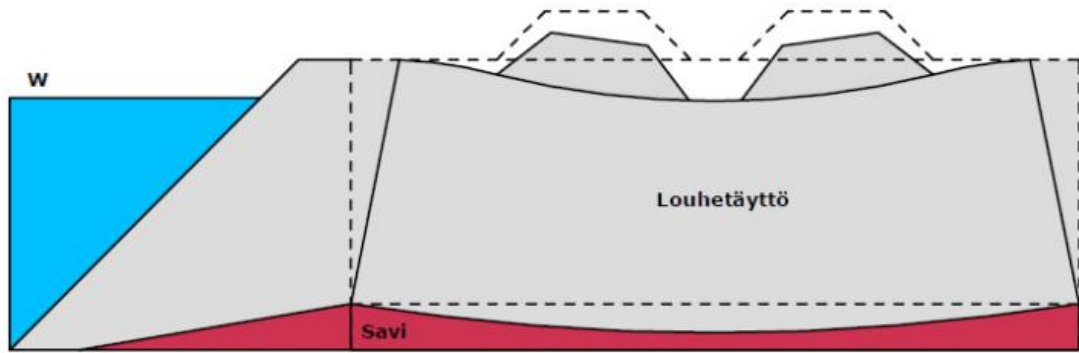
Suurimmat yksittäiset siirtymät havaittiin kesäkuun 2019 lopulla tehdyissä mittauksissa. Siirtymät tapahtuivat täytön pinnasta katsottuna 11 metrin syvyydellä. Suurin siirtymä tapahtui kahden vuorokauden aikana 19.-21.6.2019. Siirtymän suuruus oli tuolloin noin 5 mm (kuva 42).



Kuva 42. Inklinometrimittaukset 19.-21.6.2019 esitettynä suhteessa asennusmittaukseen (FinMeas-mittatietopalvelu 2019).

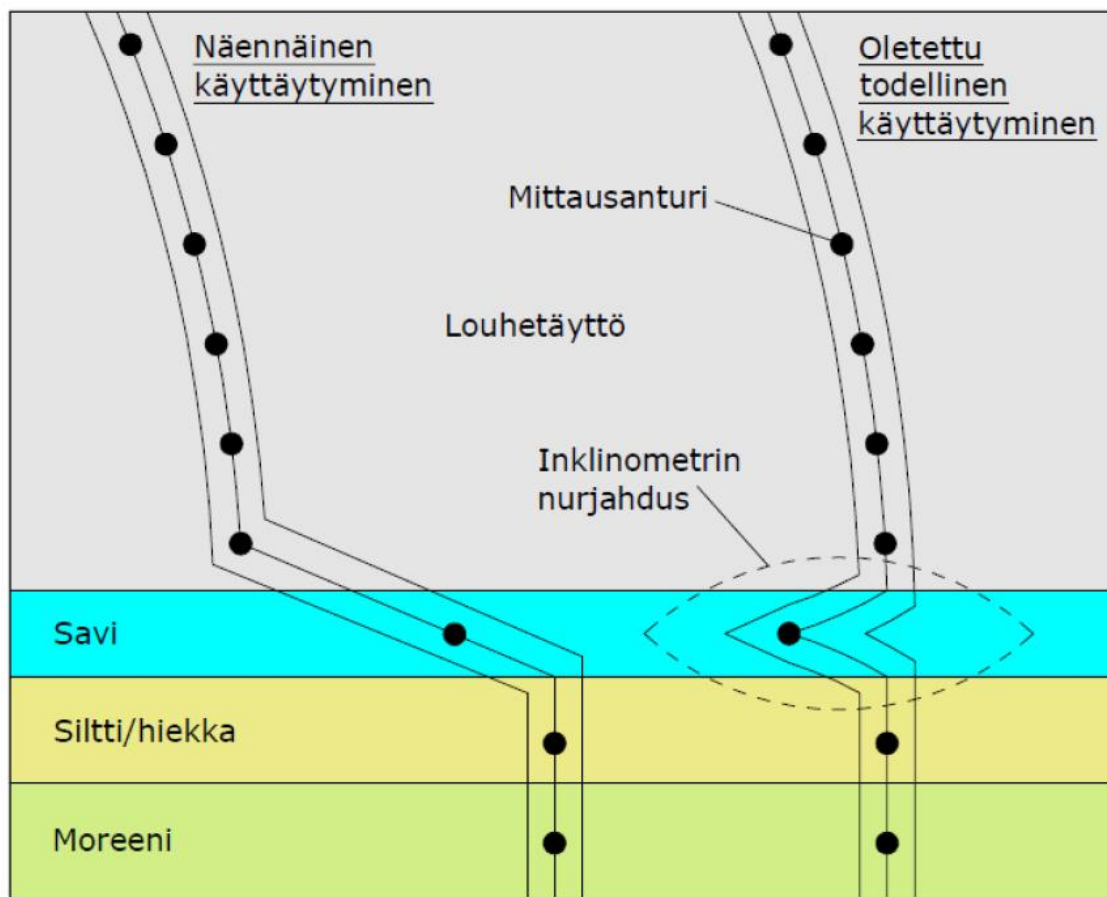
Mittausten mukaan siirtymät tapahtuivat merestä poispäin, mantereeseen suuntaan, mikä poikkeaa oletuksesta, että täyttö siirtyisi kuormituksen lisääntyessä meren suuntaan. Siirtymät ovat tapahtuneet noin 2 kuukautta pudotustiivistyksen toteuttamisen jälkeen ja noin kuukausi koerakenteen päälle rakennetun esikuormituspenkereen rakentamisen jälkeen. Vastaavanaisia mittaustuloksia, joiden mukaan louhepenger olisi siirtynyt mantereeseen suuntaan, on aiemmin saatu vuosina 2013-2014 lähellä koerakennuskohdetta sijaitsevalla Saukonpaaden alueella tehdyissä inklinometrimittauksissa. Juha Häkkänen on diplomityössään, Perustaminen esirakennetun louhetäytön va-

raan, esittänyt oletuksen, että siirtymät penkereen suuntaan johtuvat louhepenkereen käyttäytymisestä laattamaisen rakenteen tavoin ohuen savikerroksen päällä (Häkkänen 2014, 125). Kuvassa 43 on havainnollistettu louhetäyttöpenkereen käyttäytymistä savikerroksen päällä.



Kuva 43. Louhetäytön käyttäytyminen ohuen savikerroksen päällä (Häkkänen 2014, 125).

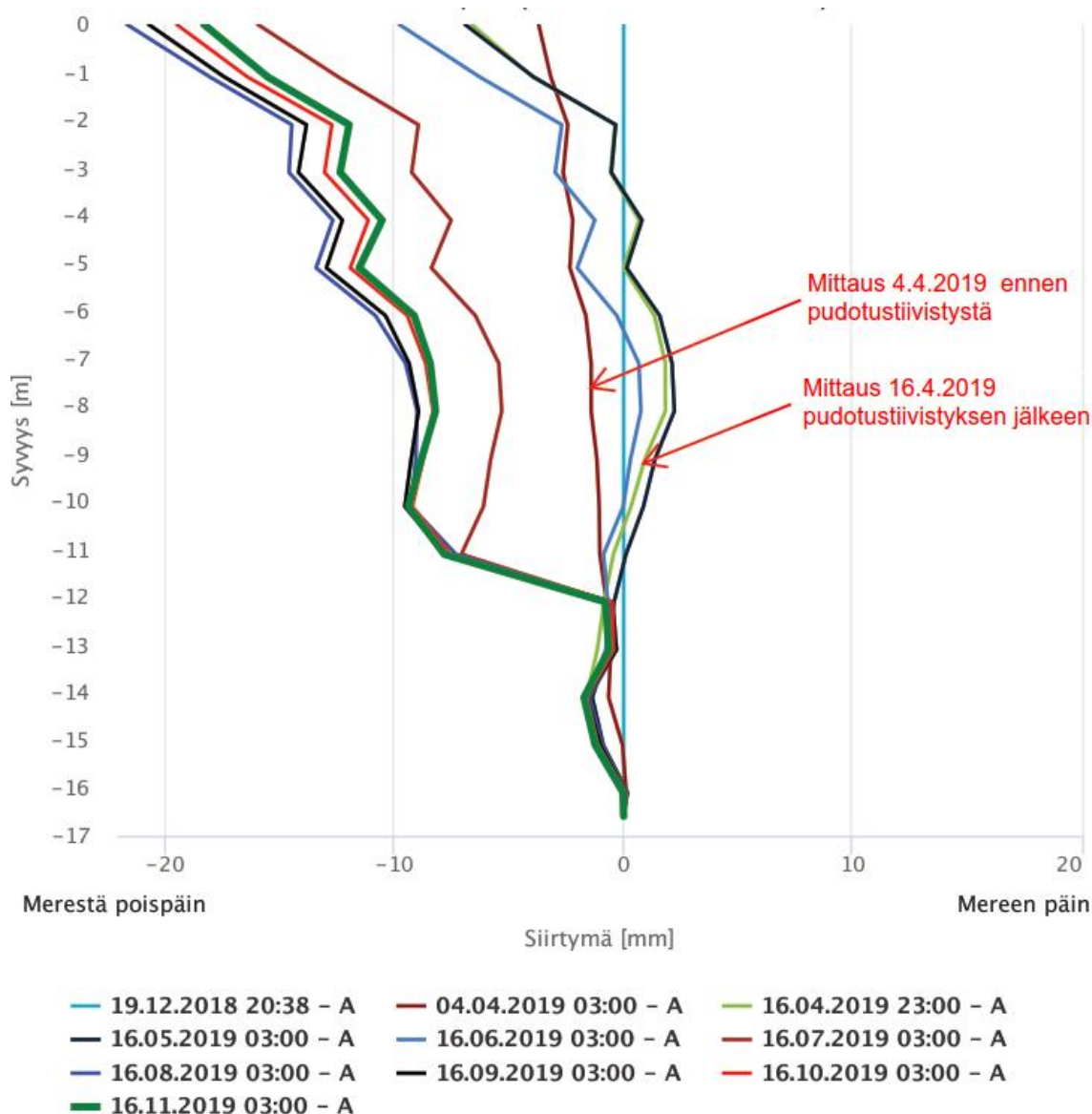
Saukonpaaden mittauksissa esiintyi vastaavanlainen suuri siirtymä pienellä syvyysvälillä kuin Tritonipuiston koerakennuskohteessa. Tämän arvioidaan johtuvan inklinometriputken nurjahtamisesta syvyydellä, jolle on ruoppauksen jälkeen jäänyt ohut savikerros. Inklinometriputken nurjahtamisesta aiheutuen savikerroksessa sijaitsevan mittausanturin kohdalla putken kallistuma on suuri ja laite olettaa putken taipuvan samalla kulmanmuutoksella seuraavaan mittauspisteeseen asti. Tästä johtuen mittauksissa esiintyy suuri sivusiirtymä pienellä syvyysvälillä. (Häkkänen 2014, 79) Kuvassa 44 on havainnollistettu inklinometrimittausten mukainen ja inklinometriputken oletettu todellinen käyttäytyminen.



Kuva 44. Inklinometriputken nurjahtamisesta johtuva tehtyjen mittausten mukainen ja oletettu todellinen käyttäytyminen (Häkkänen 2014).

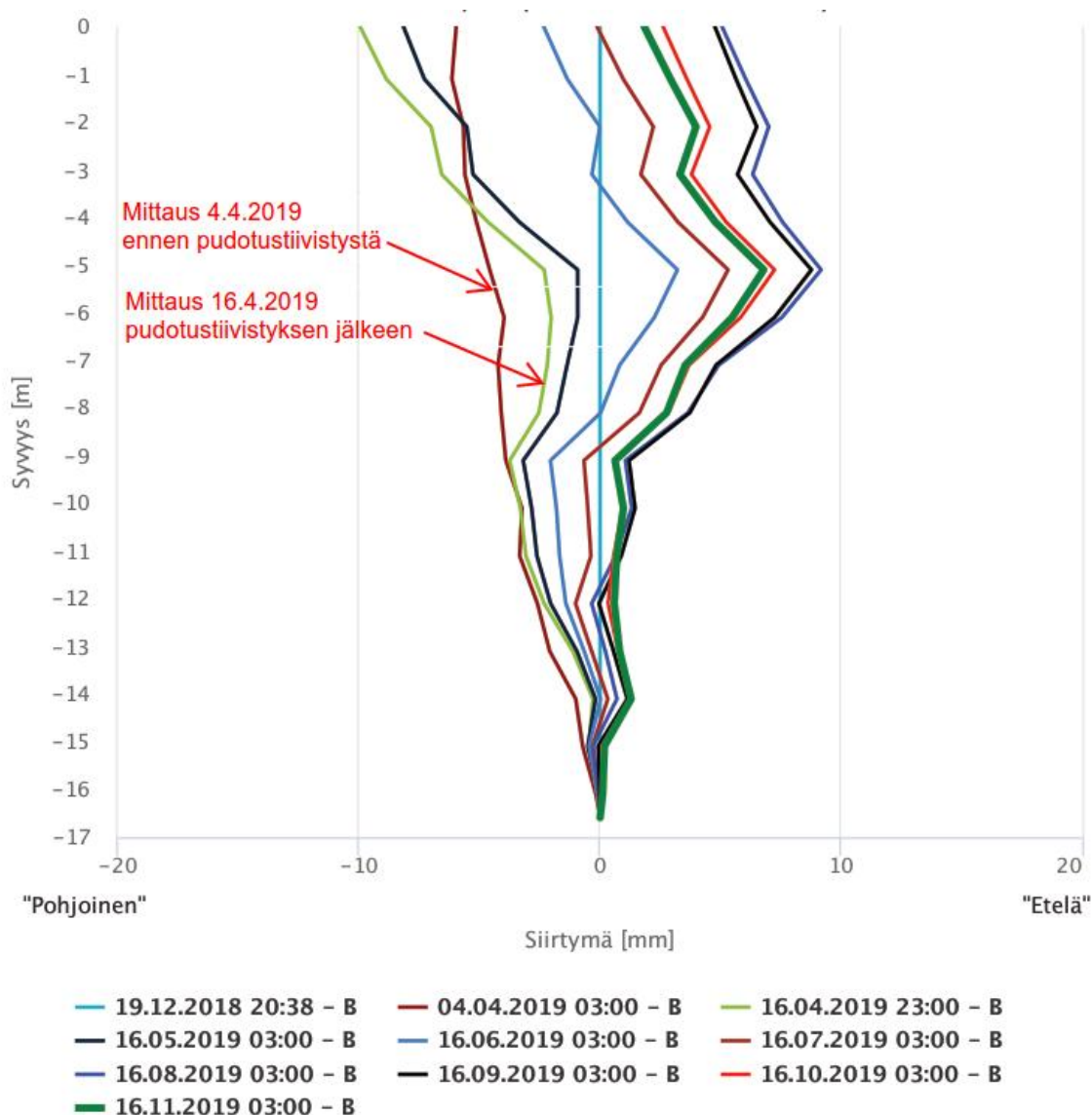
Tritoninpuiston koerakennuskohteessa voidaan pohjatutkimustietojen perusteella pitää mahdollisena, että pohjaan on jäänyt ruoppauksen jälkeen ohut savikerros, jonka päälle louhetäyttö on rakennettu. Tällöin syy inklinometrimittauksissa havaituille sivusiirtymille louhetäytön suuntaan olisi oletettavasti sama kuin Saukonpaadessa.

Kokonaissiirtymät joulukuussa 2018 tehdyn asennusmittauksen ja marraskuun puolivälissä 2019 ovat 7...17 m syvyydellä alle 10 mm ja tästä ylöspäin pääasiassa alle 20 mm mantereeseen suuntaan. Kuvassa 45 on esitetty mittauksia kuukausittain ennen pudotustivistystä tehdystä mittauksesta (4.4.2019) marraskuun 2019 puoliväliin.



Kuva 45. Inklinometrimittaukset itä-länsi-suunnassa pudotustiivistyksestä (4.4.-15.4.2019) marraskuun 2019 puoliväliin esitettyinä suhteessa asennusmittaukseen (Fin-Meas-mittatietopalvelu 2019). Aikavälillä 4.4.2018-16.6.2019 tulokset ovat lähellä 0-akselia ja 16.7.-16.11.2019 tulokset ovat vasemmalla lähellä -10 ja -20 mm pystyviivoja.

Pohjois-eteläsuunnassa mitatut kokonaissiirtymät olivat koko seurantajakson ajan alle 10 mm. Mitatut siirtymät tapahtuivat pudotustiivistyksen jälkeen etelään. Pohjois-eteläsuuntaiset siirtymät on esitetty kuvassa 46.



Kuva 46. Inklinometrimittaukset pohjois-etelä -suunnassa pudotustiivistyksestä (4.4.-15.4.2019) marraskuun 2019 puoliväliin esitettynä suhteessa asennusmittaukseen (Fin-Meas-mittatietopalvelu 2019).

Manuaalisesti mitattavista inklinometriputkista tehtyjen mittausten mukaan siirtymät koerakenteen ja rantaluiskan välisessä louhetäytössä olivat myös vähäisiä. Siirtymät itä-länsi suunnassa olivat alle 10 mm. Myös pohjois-etelä -suunnassa siirtymät olivat alle 10 mm, lukuun ottamatta pohjoisimman inklinometriputkesta tehtyjä mittauksia, jossa ylimmän 1,5 m osuudella siirtymä oli suurimmillaan n. 12 mm pohjoiseen. Manuaalisesti mitattujen inklinometriputkien siirtymämittausten tulokset on esitetty liitteessä 4.

Koerakenteen viereen rantaluiskan yläreunaan asennettujen siirtymäseurantatankojen mittauksia tehtiin ennen varsinaista tiivistyskoetta tehdyn louhepenkereen tiivistyksen

yhteydessä, kun inklinometriputkia ei vielä ollut asennettu koealueen ja meren väliseen louhetäyttöön. Siirtymiä mitattiin päivittäin pudotustiivistyksen ajan. Suurimmat siirtymät asennusmittaukseen nähden olivat 30...60 mm. Siirtymät tapahtuivat pohjoisosassa meren suuntaan ja eteläisimmissä pisteissä mantereeseen suuntaan. Tankoja ei mitattu varsinaisen tiivistyskokeen aikana eikä sen jälkeen.

Merellä rantaluiskasta ennen koerakenteelle tehtyä pudotustiivistystä tehdyn luotauksen perusteella luiskan siirtymät ovat mittaustarkkuuden sisällä, joten rantaluiskassa ei luotauksen perusteella havaittu koerakentamisesta aiheutuneita siirtymiä (Lehmusvirta 2019).

Tehtyjen siirtymämittausten perusteella voidaan todeta, että louhepenkereessä ei ole koerakentamisen aikana tapahtunut siirtymiä, joilla olisi ollut vaikutusta tiivistyskokeen mittaustuloksiin.

5.6 Pinnan tasojen mittaukset

Koerakennusalueella tehtiin pinnan tasojen mittauksia kaksi kertaa ennen koerakenteen pudotustiivistystä ja pudotustiivistyksen jälkeen. Koerakenteen päälle rakennetun esikuormituspenkereen pinnan taso mitattiin heti rakentamisen jälkeen. Mittauksia jatketaan edelleen.

Maanpinta koealueella (mittaus 3.4.2019) oli ennen tiivistyskoetta tasolla n. +1,6. Tiivistyskokeen jälkeen tehdyn mittauksen (mittaus 29.4.2019) pinnan taso oli pääasiassa laskenut ennen tiivistystä tehtyyn mittaukseen verrattuna. Pinnan taso oli laskenut pääasiassa 5...15 cm ennen tiivistystä tehtyyn mittaukseen verrattuna koko koerakenteen alueella. Suurimmat yksittäiset pinnan tason muutokset olivat louhetäyttöalueella, jossa pinnan taso oli alimmillaan 19 cm alempana kuin ennen tiivistystä. Pienimmät muutokset pinnan tasossa olivat alueella, jossa materiaalina oli betonimurske # 0/150. Tällä alueella pinnan taso oli alimmillaan 9 cm alempana kuin ennen tiivistystä.

Koealueen 1 (BeM # 0/90) länsiosassa ja muiden koealueiden itäosassa pinnan taso oli mittausten mukaan 4-5 m leveällä alueella pääasiassa n. 5 cm ylempänä kuin ennen tiivistystä. Enimmillään tasoeroa oli 9 cm ennen tiivistystä tehtyyn mittaukseen nähden. Pinnan tason nousu pudotustiivistyksen aikana on oletusten vastaista. Pinnan tasojen mittaustulosten vertailua ei voida tässä tapauksessa pitää luotettavana tapana selvittää täyttömateriaalin tiivistymisen suuruutta.

Esikuormituspenkereen yläpinta on tasolla +4,1...+4,2 (lähtömittaus 29.5.2019).

6 JOHTOPÄÄTÖKSET

6.1 Tiivistyskokeen toteuttaminen

Betonimurskeen geoteknistä soveltuvuutta infra-alueiden täyttömateriaaliksi meritäyttökohteissa selvitettiin Jätkäsaarella toteutetun betonimurskeen pudotustiivistyskokeen avulla. Vastaavanlaista pohjavedenpinnan alapuolelle sijoitetun betonimursketäytön pudotustiivistystä ei aiemmin tiettävästi ollut toteutettu Suomessa. Tiivistyskokeessa verrattiin kolmen raekooltaan erikokoisesta betonimurskeesta (BeM # 0/90, BeM # 0/150 ja BeM # 0/300) tehdyn täytön ominaisuuksia louheesta (# 0/300) tehdyn täytön ominaisuuksiin. Louhetta on tyypillisesti käytetty uusissa meritäyttökohteissa täyttömateriaalina.

Tiivistyskokeen toteuttaminen onnistui ja keskeiset materiaalin tiivistettävyyteen ja täytön geotekniseen toimivuuteen tiivistystyön aikana ja tiivistyksen jälkeen onnistuttiin selvittämään mittauksiin perustuen. Merkittävin tiivistetyn betonimurskeen ominaisuus kadun tai muun lähes painumattomaksi suunniteltavan rakenteen toimivuuden kannalta on betonimurskekerroksen käytön aikainen painuma, jonka selvittäminen on tämän työn päätaVoite.

6.2 Betonimursketäytön tiivistettävyy

Pudotustiivistys onnistui kaikilla koealueilla ongelmitta eikä koerakenteeseen sijoitetujen raekooltaan erikokoisten betonimurskeiden ja pienlouheen tiivistettävyydessä havaittu merkittäviä eroja.

Kaikilla koealuilla saavutettiin suunnitelmissa esitetty vaatimus kahden viimeisen pudotuksen yhteispainumalle (100 mm) suunnitellusti 4. pudotuskierroksen jälkeen lukuun ottamatta muutamia yksittäisiä pudotuspisteitä, jotka sijoituivat eri puolille koetiivistysaluetta. Näissä pisteissä kahden viimeisen pudotuksen yhteispainuma oli 110-140 mm. Tuloksissa on mukana koerakenteen alapuolelle sijoittuvan louhepenkereen painuma, jonka suuruus pudotustiivistyksen aikana oli arviolta n. 0...20 mm.

Myöskään yksittäisiin pisteisiin tehtyjen pudotusten yhteenlasketuissa painumissa ei ollut suuria eroja eri täyttömateriaaleilla täytettyjen koealueiden välillä.

Tiivistystyön aikana pudotusjärkäleestä tehtyjen painumamittausten perusteella betonimursketäyttöjen voidaan todeta tiivistyneen koerakenteessa pienlouhetäytön tavoin.

Täytön tiivistyvyyttä arvioitiin myös laskemalla dynaamisen muodonmuutosmoduulin arvoja pudotustiivistyksen yhteydessä tehtyjen hidastuvuusmittausten perusteella. Täyttöä voidaan pitää sitä tiiviimpänä, mitä suurempi dynaaminen muodonmuutosmoduuli on. Dynaamisen muodonmuutosmoduulin arvot vaihtelivat paljon eri mittauspisteissä, mutta vaihtelu eri koealueilla tehtyjen mittausten perusteella lasketuissa tuloksissa oli samankaltaista. Mittaustuloksiin ovat vaikuttaneet mittauksissa esiintyneet häiriöt, kuten pudotusjärkäleen huojautelu ja tärähtely sen iskeytyessä täyttöön. Pääsääntöisesti dynaaminen muodonmuutosmoduuli kasvoi samalla pudotuskierroksella tehtyjen pudotusten määrän lisääntyessä kaikilla koealueilla ja myös kokonaispudotusmäärän kasvaessa muodonmuutosmoduulin arvoissa oli kasvava trendi. Tämä kertoo täytön tiivistymisestä. Viimeisellä pudotuskierroksella dynaamisen muodonmuutosmoduulin arvoksi kaikissa mitatuissa pisteissä määritettiin ≥ 200 MPa. Koerakenteiden betonimursketäyttöjen dynaamisen muodonmuutosmoduulien voidaan arvioida pudotustiivistyksen jälkeen vastaavan louhetäytön dynaamisen muodonmuutosmoduulin arvoa.

Pudotusjärkäleestä mitattujen painumien sekä määritettyjen dynaamisten muodonmuutosmoduulien perusteella betonimursketäyttöjen voidaan arvioida tiivistyvän louhetäytön tavoin. Pudotustiivistystä voidaan siis pitää soveltuvana menetelmänä osittain pohjavedenpinnan alapuolelle sijoittuvan betonimursketäytön tiivistämiseen.

6.3 Betonimursketäytön painumat ja materiaalin ominaisuudet

Betonimurskekoealueilla pudotustiivistyksen aikana tapahtuneet täytön painumat olivat tasolle +0,9...+1 asennetuista painumalevyistä tehtyjen mittausten perusteella keskimäärin hieman suurempia kuin pienlouhetäyttöalueella tapahtuneet painumat. Pudotustiivistyksestä aiheutuneet painumat olivat louhetäyttöalueella n. 160...190 mm ja betonimurskealueilla n. 200...400 mm.

Tiivistystyön yhteydessä tapahtuneet täytön painumat täytetään ja alueen pinta tasataan ennen täytön päälle rakennettavien pintakerrosten asentamista, joten tiivistystyön aikaisilla painumilla ei ole oleellista merkitystä lopullisen rakenteen teknisen toimivuuden kannalta.

Täytön pitkäaikaispainumat ± 3 mm (mitattu puolen vuoden ajan pudotustiivistyksen jälkeen) ovat olleet hyvin vähäisiä kaikilla koealueilla esikuormituspenkereen rakentamisen jälkeen. Painumaseurantamittauksia jatketaan edelleen, mutta täytön ei odoteta painuvan enää jatkossa, koska pudotustiivistetyn kitkamaakerroksen suurimmat painumat tahtuvat yleisesti heti maaperän kuormittamisen jälkeen.

Betonimurskeen hienontumista pudotustiivistyksen vaikutuksesta tutkittiin ennen tiivistystä ja tiivistyksen jälkeen koealueilta otetuilla yksittäisnäytteillä, joten niiden tuloksia voidaan pitää melko satunnaisina. Tulokset olivat osin ristiriitaisia, joten luotettavaa arviota hienonemisen suuruudesta niistä ei saada, mutta voidaan arvioida, että rakeisuuden muutoksilla ei oletettavasti ole merkittävää vaikutusta täytön geotekniseen toimivuuteen.

Olemassa olevan louhepenkereen sivusiirtymämittausten mukaan penkereen siirtymät tiivistyskokeen aikana olivat niin vähäisiä (alle 10 mm), ettei niillä ole vaikutusta koerakentamisen yhteydessä tehtyjen mittausten tuloksiin.

6.4 Betonimurskeen käyttömahdollisuudet ja rajoitteet meritäyttökohteissa

Toteutetun tiivistyskokeen perusteella betonimurskeen voidaan todeta olevan geoteknisten ominaisuuksien puolesta meritäyttökohteisin soveltuva materiaali liikenne- ja puistoalueilla. Mahdollisuuksia sijoittaa betonimursketäyttöä rakennusten tai rakenteiden alapuolelle meritäyttökohteissa ei ole selvitetty. Toteutetulla koealueella olisi mahdollista tehdä koepaalutuksia sen jälkeen, kun nykyisiä painumamittauksia on jatkettu riittävän pitkään (mittausjakson pituus on arvioitava tulevien mittausten tulosten perusteella).

Rakennusten ja rakenteiden sijoittaminen alueelle, jossa täyttömateriaalina on betonimursketta edellyttää tarkempia selvityksiä muun muassa perustusten suunnitteluun sekä salaojituksen toimivuuteen liittyen. Pudotustiivistetyillä meritäyttöalueilla rakennukset perustetaan tyypillisesti tukipaalujen varaan, joten paalutuksen toteutettavuus ja suunnitteluperusteet tulisi selvittää, jos rakennuksia tai rakenteita aiotaan sijoittaa alueelle, jossa täyttömateriaalina on käytetty betonimursketta.

Betonimurskeelle ei tehty tämän selvityksen yhteydessä puristuslujuustutkimuksia merivedellä, joten betonimurskeen lujuuden kehitymisestä merivedessä ei ole tietoa. Todennäköisesti betonimurske kuitenkin lujittuu merivedessä. Betonimurskeen lujittumista teh-

dyssä täytössä voisi selvittää myöhemmin kaivamalla koekuoppia täyttöalueelle tai täydentävillä laboratoriotutkimuksilla. Puristuslujuustutkimukset on tehty betonimurskenäytteille optimivesipitoisuudessa. Jos pohjavedenpinnan alapuolelle sijoitetun (saturoituneen) betonimurskeen lujittuminen vastaa optimivesipitoisuudella tehtyjen puristuslujuustutkimusten tuloksia, tulee täytön mahdollisissa kaivutyössä huomioida materiaalin lujittuminen. Puristuslujuustutkimuksissa saatujen tulosten perusteella puristuslujuus oli 28 vuorokauden kokeessa 0,9...1,2 MPa.

Pakkas-suolarasitus ei aiheuta haittaa roudattomassa syvyydessä sijaitsevalle betonimursketäytölle.

Vuoden 2019 loppuun mennessä tehdyn ympäristöseurannan perusteella betonimurskekoerakenteen vaikutus pohjaveteen ja vesistöön on hyvin paikallinen. Analyysitulosten perusteella betonimurskekoerakenteeseen asennetuista pohjavesiputkista otetuissa vesinäytteissä pH on noussut selvästi. Tämä lisää joidenkin yksittäisten metallien liukoisuutta. Merivedestä otetuissa vesinäytteissä ei ole havaittavissa pH:n nousua. Ympäristöseuranta jatkuu edelleen. Seurannan tarkemmat tulokset ja arvio ympäristövaikutuksista valmistuvat vuoden 2020 lopussa ja ne esitetään erillisessä raportissa. (Moisio, 2020.)

LÄHTEET

Aalto-yliopisto 2019. Betonimurskeen puristuslujuus, PANK-9003. Puristuslujuustutkimusten tulokset. Aaltoyliopiston insinööritieteiden korkeakoulun rakennustekniikan laitos.

FinMeas-mittatietopalvelu 2019. Inklinometrimittaustulokset. Tritonin puisto. Viitattu 13.11.2019 <https://finmeasonline.com/graph/885>

Forsman, J. & Dettenborn, T. 2019. Betonimurske kaupunkien julkisessa rakentamisessa. Viitattu 23.11.2019 http://www.uusiomaarakentaminen.fi/sites/default/files/2019_04_Betonimurske_kaupunkien_julkisessa_maarakentamisessa.pdf

Hansbo, S. 1977. Dynamic Compaction of Rockfill at Uddevalla Shipyard.

Hartikainen, A. 2019A. Pudotusjätkäleen painumamittaustulosten värikartta, kahden viimeisen pudotuksen yhteispainuma. 28.10.2019.

Hartikainen, A. 2019B. Pudotusjätkäleen painumamittaustulosten värikartta, jätkäleen kokonaispainumat. 28.10.2019.

Hartikainen, J. 1990. Dynaaminen tiivistäminen. Teoksessa: RIL 157-2 Geomekaniikka II. Helsinki: Suomen rakennusinsinöörien liitto ry.

Havukainen, J. 2013. Syvätiivistys. Teoksessa: Rakentajain kalenteri 2013. Helsinki: Rakennustieto Oy.

Heinonen, J. 2019. 11.3.2019 saatu sähköposti betonimurskeiden ominaisuuksista. Rudus Oy.

Helsingin kaupungin rakennuttamispalvelu, katu- ja maalaboratorio 2019. Rakeisuusmääritykset, Tritonin puisto.

Helsingin karttapalvelu 2018. Helsingin kaupunki. Viitattu 21.12.2018 <https://kartta.hel.fi>

Häkkänen J. 2014. Perustaminen esirakennetun louhetäytön varaan. Diplomityö. Helsinki: Aalto yliopisto, insinööritieteiden korkeakoulu, yhdyskunta- ja ympäristötekniikan laitos.

InfraRYL 2018/1 2018. InfraRYL Infrarakentamisen yleiset laatuvaatimukset. Helsinki: Rakennustieto.

Ilmatieteenlaitos 2019. Ilmatieteen laitoksen vahvistama teoreettinen keskivesi (mm). Viitattu 26.10.2019 <https://cdn.fmi.fi/legacy-fmi-fi-content/documents/keskivesi/fi/2016.html>

Jätelaki 646/2011. Annettu Helsingissä 17.6.2011.

Kalliainen, A.; Luomala, H.; Jäniskangas, T.; Nurmikolu, A. & Kolisoja, P. 2011. Radan eristys- ja välikerrosten tiiviys- ja kantavuustutkimus. Liikenneviraston tutkimuksia ja selvityksiä 10/2011. Helsinki: Liikennevirasto.

Lehmusvirta S. 2019. Luotausraportti Ramboll Oy:n tilaamasta Helsingin kaupungin Jätkäsaaren syvätiivistysalueen edustan alkua ja lopputilanteen monikeilausluotauksesta 28.11.2018 ja 29.4.2018.

Lukas, R. G. 1995. Geotechnical engineering circular No1 Dynamic Compaction. Washington, Federal Highway Administration FHWA-SA-95-037.

Martikainen, A. 1984. Syvätiivistysmenetelmät. Insinöörijärjestöjen koulutuskeskuksen julkaisuja. 37-84. Helsinki:INSKO

Moisio, T. 2020. Sähköposti 9.1.2020 koskien Tritoninpuiston betonimurskekoerakenteen ympäristövaikutuksia.

Ramboll Finland Oy 2018a. Tritonin puisto, Jätkäsaari, Koerakenne, Pudotustiivistys suunnitelma, vaihe 2

Ramboll Finland Oy 2018b. Tritonin puisto, Jätkäsaari, Koerakenne, Pudotustiivistys suunnitelma, vaihe 1, leikkaus A-A.

Ramboll Finland Oy 2018c. Tritoninpuisto, Jätkäsaari, Työselostus. Pudotustiivistys suunnitelma, Betonimurskeen tiivistyskoe, Vaihe 1. Louheen tiivistys ennen kaivua.

Ramboll Finland Oy 2018d. Tritoninpuisto, Jätkäsaari, Työselostus. Pudotustiivistys suunnitelma, Betonimurskeen tiivistyskoe, Vaihe 2. Betonimurskeen tiivistys.

Ramboll Finland Oy 2018e. Tritonin puisto, Jätkäsaari, Koerakenne, Täyttös suunnitelma, leikkaus 1 - 1 ja leikkaus 2 - 2.

Ramboll Finland Oy 2018f. Tritonin puisto, Jätkäsaari, Koerakenne, Painumalevyn rakenne, painumalevyjen, painumaletkujen ja pohjavesiputkien XYZ -sijainti.

Ramboll Finland Oy 2018g. Tritonin puisto, Jätkäsaari, Koerakenne, Instrumentointi suunnitelma, painumaletkujen suoja- ja liitosrakenteet sekä mittauskaivot, DET1, DET2, DET3, DET4 ja DET5, leikkaukset 1 - 1 ja 2 - 2.

Ramboll Finland Oy 2018h. Tritonin puisto, Jätkäsaari. Työselostus. Betonimurskeen pudotustiivistyskoe, Instrumentointi ja mittaus suunnitelma.

Repo, T. 2019. Pudotusjärkälleen hidastuvuusmittaus. Mittausraportti 4.4.2019. Kiwa Inspecta.

Rudus Oy 2019. Puristuslujuus, optimivesipitoisuus, maksimikuivatilavuuspaino. Puristuslujuus-tutkimustulokset 26.2.2019.

Saarijärvi, J.; Hakkarainen, A.; Holmström, D.; Forsman, J. & Dettenborn, T. 2014. Betonimurske Käyttöohje suunnitteluun, rakentamiseen ja ylläpitoon. HSY. Viitattu 12.12.2019 <http://www.uusiomaarakentaminen.fi/sites/default/files/2014--HSY-Betonimurskeohje.pdf>

SGSa 2019. Analyysiraportti. Betonimurskeen liukoisuustestit BeM 0/90, 22.1.2019.

SGSb 2019. Analyysiraportti. Betonimurskeen liukoisuustestit, BeM 0/150 ja BeM 0/300, 14.2.2019.

Viljanen, J. & Korhonen, O. 2002. Pudotustiivistys Saukonpaaden täyttöalueella. Helsinki, Helsingin kaupunki, Geoteknisen osaston julkaisut 85/2002.

Vänskä E. 2019. 1.11.2019 puhelinkeskustelu liittyen Tritonin puiston painumaletkuista tehtyihin mittauksiin.

Ympäristöministeriö 2019. Jätteiden hyödyntäminen maanrakentamisessa. Viitattu 27.1.2019 http://www.ym.fi/fi-FI/Ymparisto/Lainsaadanto_ja_ohjeet/Ymparistonsuojelun_valmis-teilla_oleva_lainsaadanto/Jatteiden_hyodyntaminen_maanrakentamisessa

Kahden viimeisen pudotuksen yhteispainuma

Kierros 1



Kahden viimeisen pudotuksen yhteispainuma

Kierros 2



Kahden viimeisen pudotuksen yhteispainuma

Kierros 3

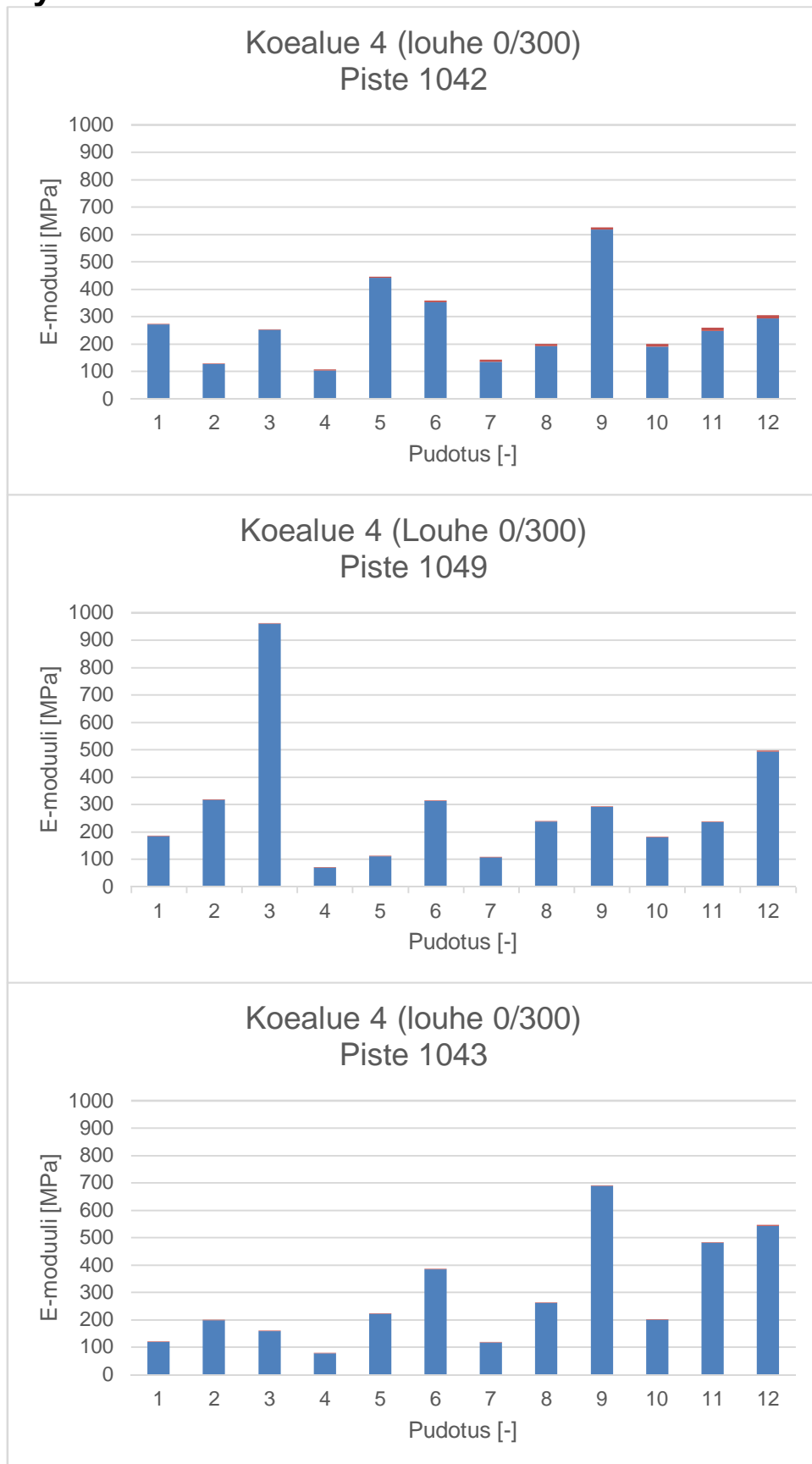


Kahden viimeisen pudotuksen yhteispainuma

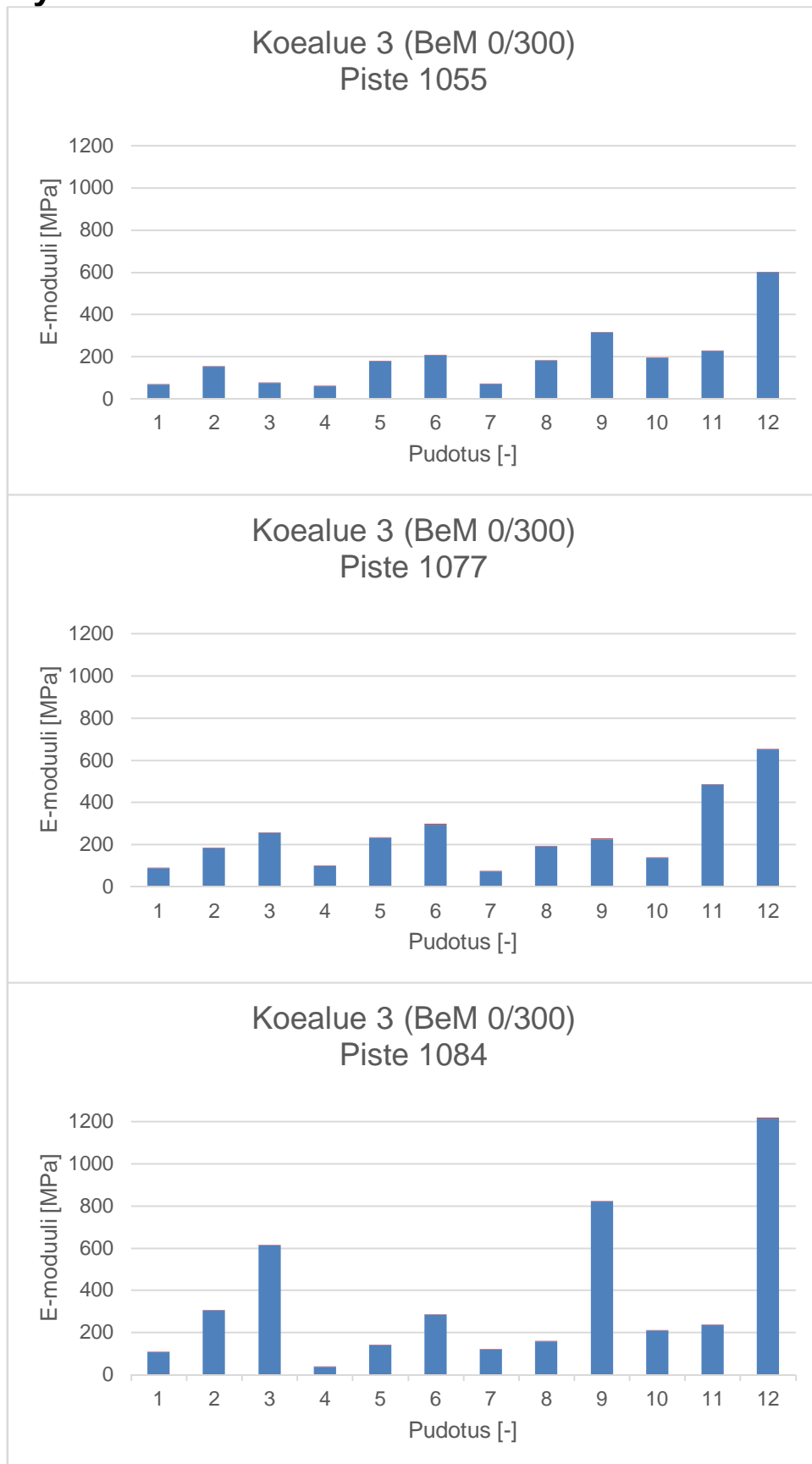
Kierros 4



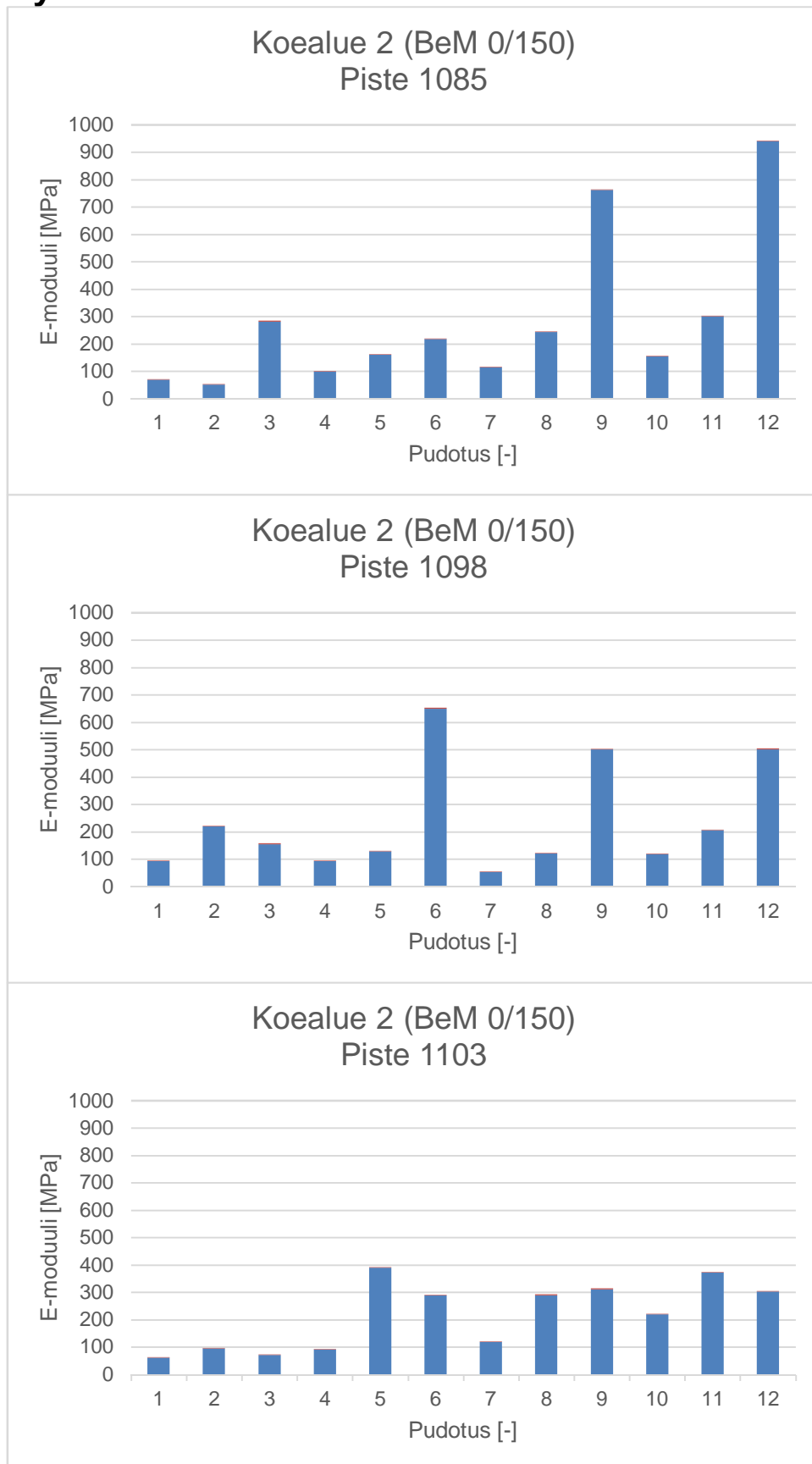
Dynaaminen muodonmuutosmoduuli



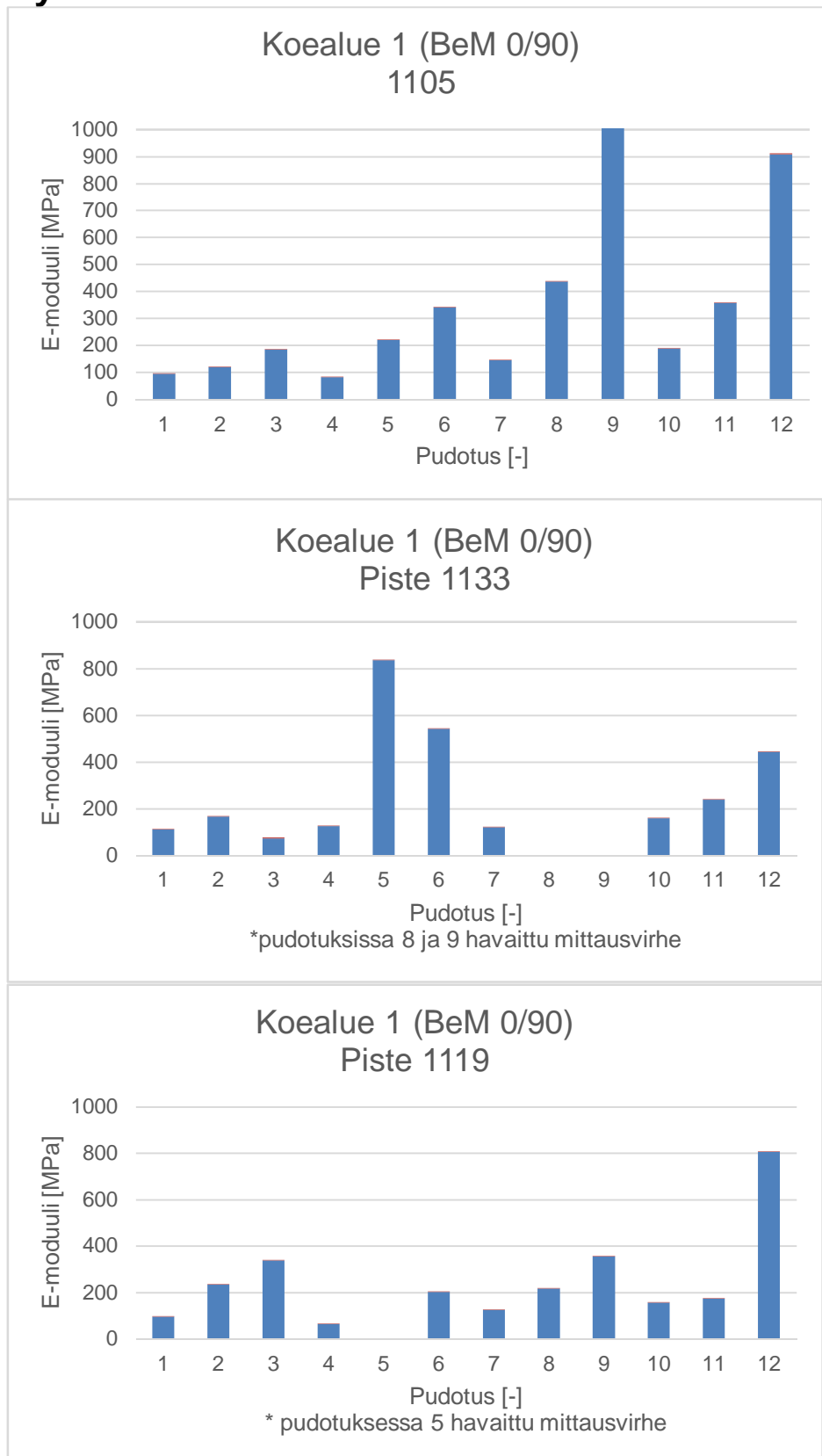
Dynaaminen muodonmuutosmoduuli



Dynaaminen muodonmuutosmoduuli



Dynaaminen muodonmuutosmoduuli



Betonimurskeen tilavuuspaino, mittaustulokset

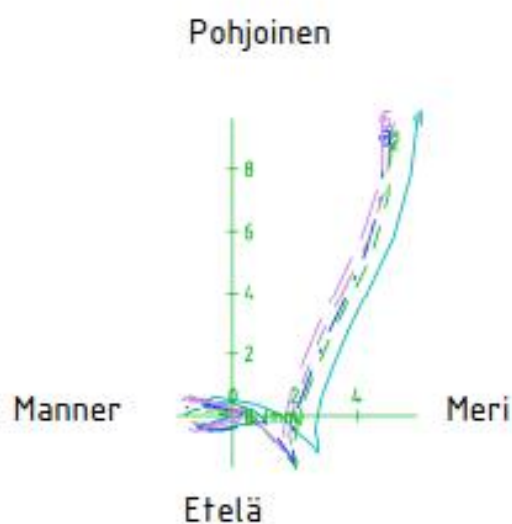
Tulokset ovat virheellisiä. Tärkeimmät virhelähteet ovat epätarkkuus koekuoppien tilavuuksissa ja vesipinnan alta kaivetun massan painoissa.

		ENNEN PUDOTUSTIIIVISTYSTÄ				PUDOTUSTIIIVISTYKSEN JÄLKEEN			
		Tilavuus	Massa	Paino	Tilavuuspaino	Tilavuus	Massa	Paino	Tilavuuspaino
		m ³	kg	kN	kN/m ³	m ³	kg	kN	kN/m ³
pvm.	Materiaali	20.3.2019	20.3.2019	20.3.2019	20.3.2019	29.4.2019	29.4.2019	29.4.2019	29.4.2019
Koekuoppa 1	BeM 0/90	2,93	8 300	83,00	28,33	9,75	15500	155	15,90
Koekuoppa 2	BeM 0/150	3,64	7 200	72,00	19,78	4,48	13000	130	29,02
Koekuoppa 3	BeM 0/300	4,43	9 800	98,00	22,12	7,10	14500	145	20,42
Koekuoppa 4	Louhetäyttö					4,47	15000	150	33,56

Mittaustulokset, manuaalisesti mitattava inklinometriputki, pohjoinen

Koordinaatisto: ETRS-GK25 / N2000

PISTE 8028/1 Y:25494604.6 X:6671253.8



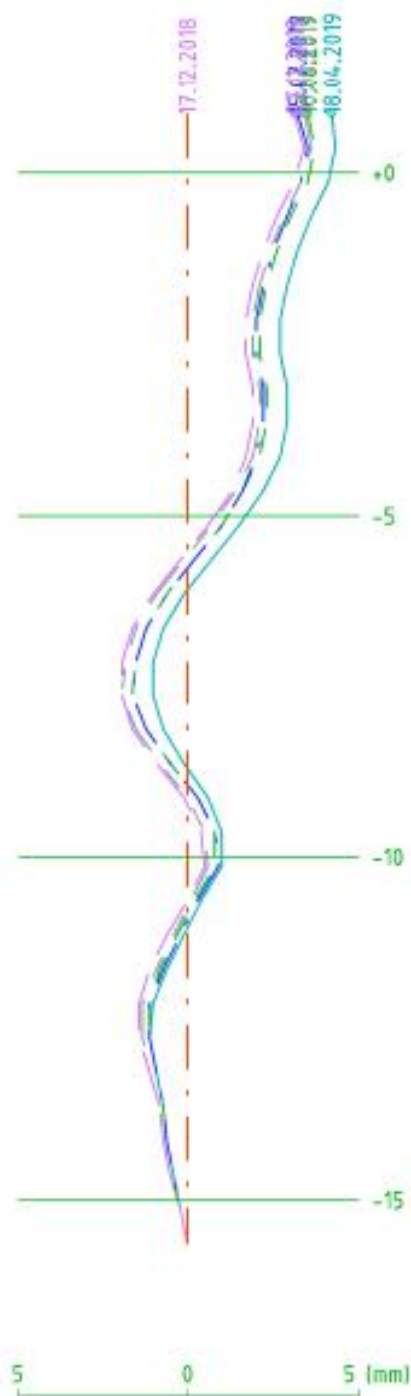
— 0= 17.12.2018	— 1= 18.04.2019	— 2= 10.06.2019
— 3= 15.07.2019	— 4= 07.10.2019	— 5= 07.11.2019

Mittaustulokset, manuaalisesti mitattava inklinometriputki, pohjoinen

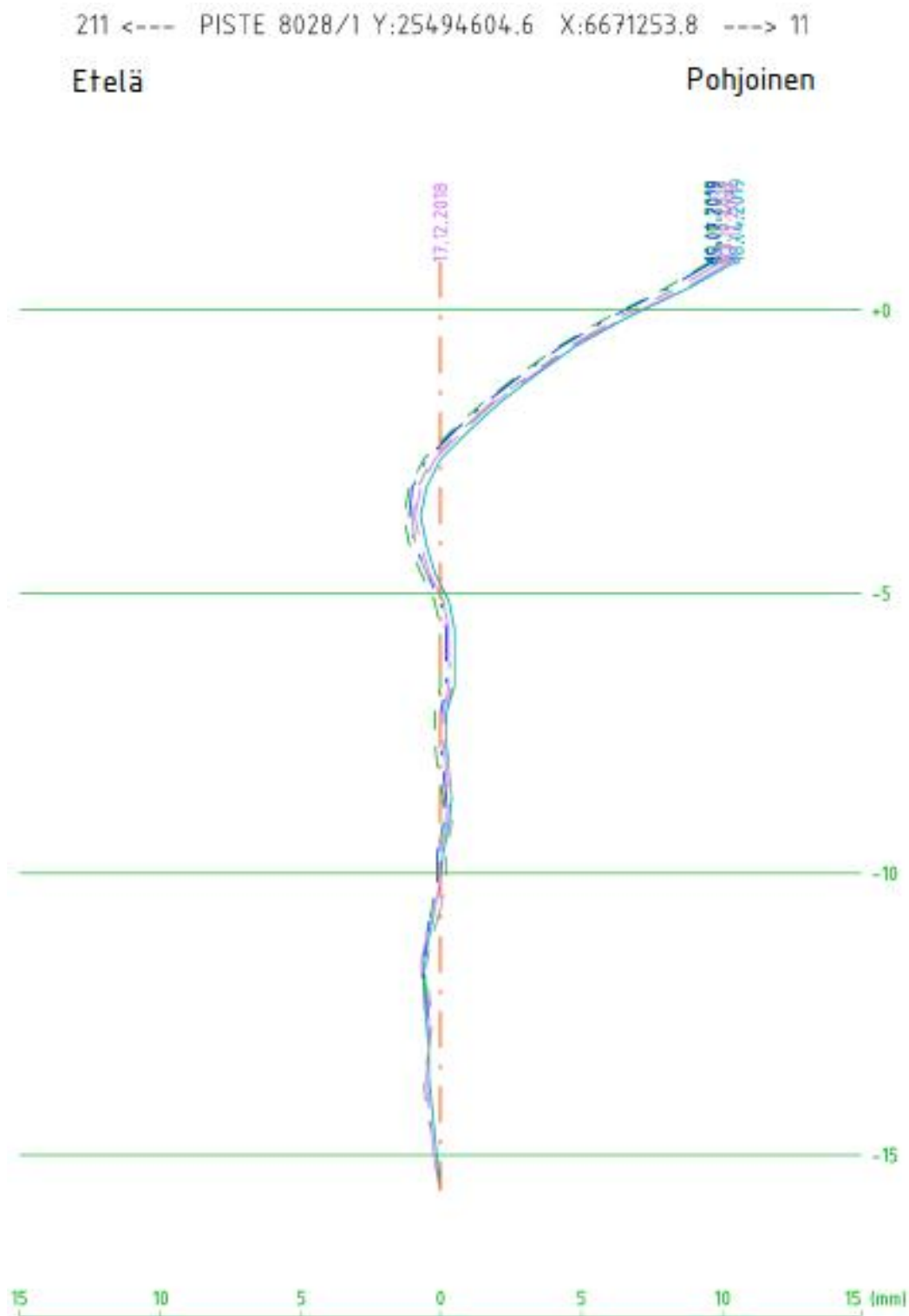
311 <--- PISTE 8028/1 Y:25494604.6 X:6671253.8 ---> 111

Manner

Meri



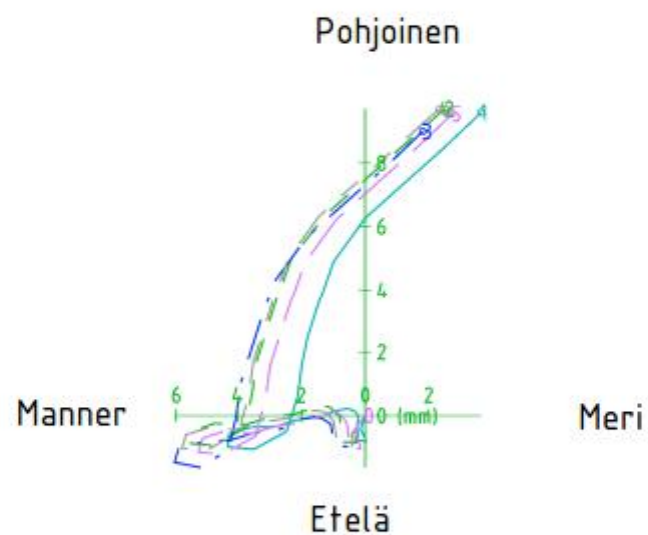
Mittaustulokset, manuaalisesti mitattava inklinometriputki, pohjoinen



Mittaustulokset, manuaalisesti mitattava inklinometriputki, eteläinen

Koordinaatisto: ETRS-GK25 / N2000

PISTE 8028/3 Y:25494612.9 X:6671214.6



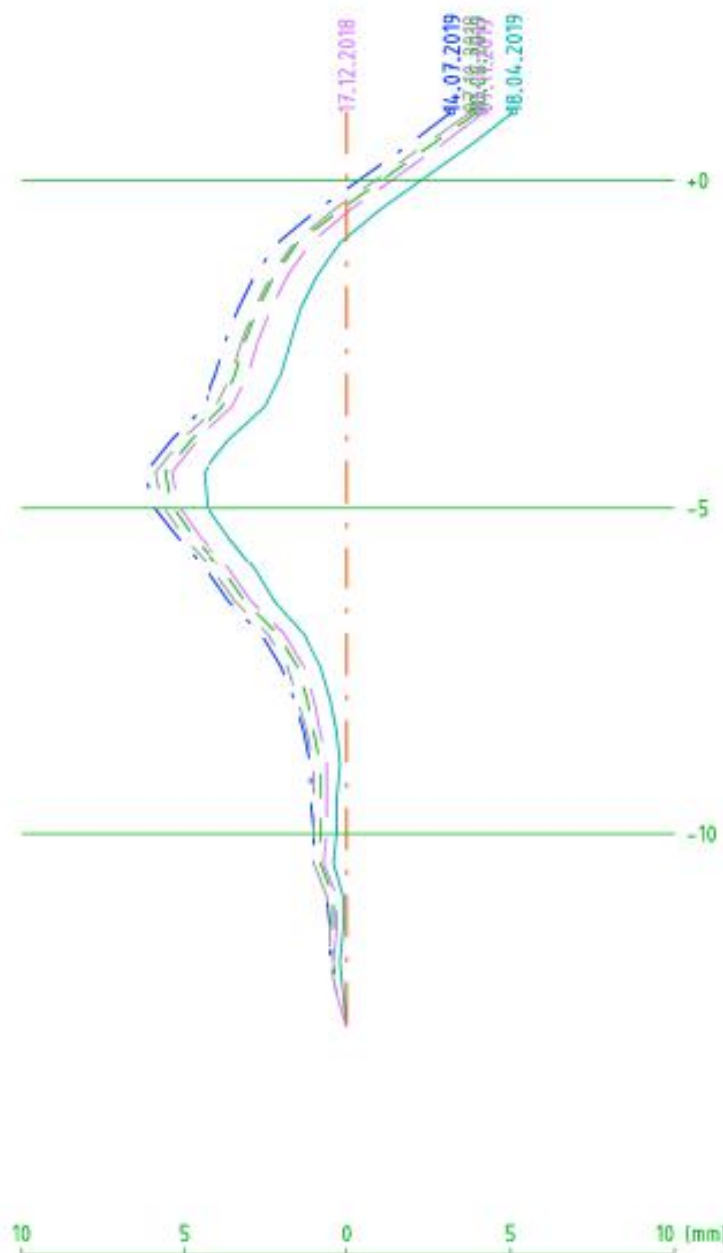
— 0= 17.12.2018	— 1= 18.04.2019	— 2= 10.06.2019
— 3= 14.07.2019	— 4= 07.10.2019	— 5= 07.11.2019

Mittaustulokset, manuaalisesti mitattava inklinometriputki, eteläinen

290 <--- PISTE 8028/3 Y:25494612.9 X:6671214.6 ---> 90

Manner

Meri



Mittaustulokset, manuaalisesti mitattava inklinometriputki, eteläinen

190 <--- PISTE 8028/3 Y:25494612.9 X:6671214.6 ---> 390

Etelä

Pohjoinen

